



UNIVERSIDAD  
**NACIONAL**  
DE COLOMBIA

# **Influencia de la microestructura en la rigidez máxima de un perfil de suelo residual, en condiciones edométricas**

**Carlos Eduardo Torres Romero**

Universidad Nacional de Colombia  
Facultad de Ingeniería  
Área Curricular de Ingeniería Civil y Agrícola  
Bogotá D.C., Colombia

2017



# **Influencia de la microestructura en la rigidez máxima de un perfil de suelo residual, en condiciones edométricas**

**Carlos Eduardo Torres Romero**

Tesis presentada como requisito parcial para optar al título de:  
Magister en Ingeniería – Geotecnia

Director:

**JULIO ESTEBAN COLMENARES MONTAÑEZ,**  
Ingeniero Civil, MG, MSc, DIC, PhD  
Profesor Titular

Línea de Investigación:

Investigación Básica en Suelos Residuales

Grupo de Investigación:

Grupo de Investigación en Suelos Residuales y Parcialmente Saturados

Universidad Nacional de Colombia  
Área Curricular de Ingeniería Civil y Agrícola  
Bogotá, Colombia

2017



*A mis padres: Marco Antonio y María Inés, porque su amor y sacrificio hicieron de mí la persona que soy.*

*Mi hermana Olga Lucia, porque sin importar lo que pase, siempre está a mi lado para brindarme apoyo incondicional.*

*Laura, porque nada en la vida sucede por casualidad.*

*“Se hundió en una amable geografía, en un mundo fácil, ideal; un mundo como diseñado por un niño, sin ecuaciones algebraicas, sin despedidas amorosas y sin fuerzas de gravedad”*

*Gabriel García Márquez*



## **Agradecimientos**

El autor expresa su más sincero agradecimiento al Ingeniero Julio Esteban Colmenares, director del trabajo de investigación, por su apoyo continuo y su acertada dirección. Sus comentarios y sugerencias enriquecieron enormemente este trabajo.

Al Ingeniero Jorge Arturo Pineda, por plantearme la idea de investigación y por su valiosa colaboración en los inicios de la misma.

A Geotecnia y Cimentaciones, y en especial a los ingenieros Henry Garzón, Sandra Villegas y Carlos Ernesto Vargas, por su amistad, apoyo, y porque hicieron de mí el ingeniero que soy, y una mejor persona.

A la Universidad Santo Tomás, y en especial a la Decana de la Facultad de Ingeniería Civil, Ingeniería Mónica Rueda, y al Ingeniero José Andrés Cruz, por brindarme su apoyo y orientación en la realización de los ensayos de columna resonante.

A mis compañeros de la maestría, en especial a Gabriel Pérez y Leonel Cotes, por su apoyo incondicional en los asuntos del laboratorio, y por enriquecer con sus comentarios este proyecto de investigación.



## Resumen

Se estudió la variación de la rigidez con el esfuerzo vertical, en función de las condiciones de microestructura, para dos suelos de un perfil de meteorización de origen laterítico. Se ensayaron muestras en procesos de carga y descarga, con deformaciones laterales nulas, para diferentes condiciones de estructura. Para estudiar la influencia de la microestructura en la rigidez, se desarrolló un montaje experimental que consiste en la adecuación de una cámara de consolidación (edométrica), incluyendo elementos piezo-cerámicos planos, no invasivos en su acople con las muestras de suelo y que permiten generar y recibir ondas de corte y compresión. Se determinó la variación de los módulos elásticos (E y G) y la relación de Poisson ( $\nu$ ) durante procesos de carga y descarga, y se obtuvieron las curvas de compresibilidad para todos los estados y condiciones de estructura analizadas. Se encontró que el grado de meteorización influye en el desarrollo de una microestructura cementada distintiva que le provee una mayor rigidez al estrato superior en condición natural con respecto al que lo subyace. Los módulos elásticos E y G varían con una tendencia potencial con respecto al esfuerzo vertical, y de forma diferente para cada condición de estructura, siendo el estado natural el que presenta los valores más altos. Finalmente, se analizan los resultados en términos de las trayectorias de esfuerzo (p-q) obtenidas a partir de las ondas elásticas, enmarcadas en los modelos de Barcelona (Alonso et al., 1990) y Gens & Nova (1993), encontrando que los esfuerzos de cedencia para el horizonte más alterado son mayores, y son función de la succión y el grado de cementación, confirmando así la influencia que ejerce la meteorización y la microestructura en el comportamiento mecánico y la rigidez de los suelos lateríticos de la región del Vichada.

**Palabras clave:** Rigidez máxima, condición  $K_0$ , suelo laterítico, velocidad de onda.

## Abstract

This investigation study the variation of the small strain stiffness with the vertical stress as a function of the microstructure conditions for two soils in a residual lateritic soil profile with different weathering intensities. Samples were tested in loading and unloading processes with zero lateral deformations and varying the structure conditions. In order to study the influence of the microstructure on stiffness an experimental setup was developed; it consists in a consolidation cell (oedometric), including non-invasive piezo-ceramic elements that generate and receive shear and compression waves. The elastic modulus (E and G) and the Poisson ratio ( $\nu$ ) were determined during loading and unloading process and the compressibility curves were obtained for all structural conditions. It was found that the degree of weathering influences the development of a distinctive cemented microstructure that provides greater stiffness to the upper layer in natural condition. A power function fit between the elastic moduli E and G and vertical stress, were determined for each condition of structure, with the highest values in the natural state. Finally, the results were analyzed in terms of the stress trajectories (q and p) obtained from the elastic waves, framed in the Barcelona models (Alonso et al., 1990) and Gens & Nova (1993). This analyses point out that yield stress for the most altered horizon are higher, and so are related with suction and degree of cementation. Thus, it can be confirmed the influence of weathering and microstructure on the mechanical behavior and stiffness of the lateritic soils of the Vichada region.

**Key words:** maximum stiffness,  $K_0$  condition, lateritic soil, wave velocity

# Contenido

	<b>Pág.</b>
<b>1. Estado del arte .....</b>	<b>7</b>
1.1 Introducción.....	7
1.2 Rigidez a pequeñas deformaciones en suelos residuales.....	7
1.3 Determinación de la rigidez máxima con elementos piezocerámicos .....	12
1.4 Medición del módulo de corte en condiciones edométricas .....	15
<b>2. Marco referencial.....</b>	<b>19</b>
2.1 Introducción.....	19
2.2 Suelos residuales.....	19
2.2.1 Suelos lateríticos.....	20
2.2.2 Concepto de fábrica y estructura.....	25
2.3 La succión en los suelos.....	28
2.3.1 Definición de la succión .....	30
2.4 Módulo de corte .....	30
2.5 Piezoelectricidad.....	32
2.5.1 Materiales piezoeléctricos suaves.....	33
2.5.2 Onda De Corte.....	34
2.5.3 Onda de compresión .....	36
2.5.4 Determinación del tiempo de arribo de las ondas de corte y compresión.....	36
<b>3. Descripción del perfil de suelo .....</b>	<b>41</b>
3.1 Introducción.....	41
3.2 Localización.....	41
3.3 Exploración del subsuelo .....	42
3.4 Marco geológico.....	45
3.4.1 Estratigrafía.....	46
3.5 Caracterización Química y Mineralógica .....	48
3.5.1 Mineralogía del Horizonte 1 (superior).....	48
3.5.2 Mineralogía del Horizonte 2 .....	51
3.5.3 Cuantificación del contenido de minerales.....	54
3.6 Propiedades índice del perfil de suelo estudiado .....	57
3.6.1 Contenido de agua y plasticidad .....	58
3.6.2 Distribución del tamaño de partículas .....	61
3.6.3 Gravedad específica.....	63
3.6.4 Características de compactación.....	64
<b>4. Montaje experimental.....</b>	<b>67</b>
4.1 Introducción.....	67

4.2	Cámara de compresión edométrica.....	67
4.3	Cristales Piezoeléctricos.....	70
4.3.1	Transductores de velocidad de onda .....	71
4.3.2	Generación y recepción de señales .....	75
4.4	Calibración del ensayo con transductores.....	76
4.4.1	Frecuencia de excitación .....	77
4.5	Respuesta del sistema .....	78
4.5.1	Repetibilidad del ensayo .....	79
4.5.2	Calibración con el equipo de ultrasonido GCTS ULT-100.....	82
4.5.3	Calibración con el equipo de columna resonante GCTS TSH-100.....	86
<b>5.</b>	<b>Procedimiento experimental.....</b>	<b>89</b>
5.1	Introducción.....	89
5.2	Condiciones de estructura analizadas.....	89
5.3	Descripción del procedimiento experimental.....	92
5.4	Retención de agua y distribución de poros .....	92
5.5	Compresibilidad .....	98
5.5.1	Condición natural.....	98
5.5.2	Espacio permisible por la estructura.....	101
5.5.3	Variación de las condiciones de estructura.....	108
5.6	Relación de Poisson.....	113
5.7	Variación de la rigidez con el nivel de deformación.....	116
5.8	Rigidez a pequeñas deformaciones .....	121
5.8.1	Rigidez en condición natural y sin estructura.....	121
5.8.2	Variación en las condiciones de estructura.....	124
<b>6.</b>	<b>Análisis de resultados .....</b>	<b>129</b>
6.1	Influencia de la saturación .....	129
6.2	Influencia de la cementación.....	138
6.3	Análisis de la variación del módulo de corte máximo con el esfuerzo.....	144
<b>7.</b>	<b>Conclusiones y recomendaciones.....</b>	<b>155</b>
7.1.1	Comportamiento volumétrico.....	155
7.1.2	Rigidez a pequeñas deformaciones .....	156
7.2	Recomendaciones para futuras investigaciones .....	158
7.3	Procedimiento experimental.....	158
7.4	Comportamiento del suelo .....	158

## Lista de figuras

	<b><u>Pág.</u></b>
Figura 1-1: Variación del módulo de corte máximo ( $G_{max}$ ) con la presión de confinamiento en ensayos de columna resonante para un horizonte saprolítico de rocas ígneas (tomado de Borden et al., 1996). .....	8
Figura 1-2: Hoyos & Macari (1999) variación del módulo de corte máximo ( $G_{max}$ ) con la presión de confinamiento en ensayos de columna resonante en suelos residuales de piedemonte. ....	9
Figura 1-3: Bandas propuestas para la degradación del módulo de rigidez cortante en suelos residuales de Gabro. (Otalvaro, Villarraga, & Nanclares, 2008). .....	10
Figura 1-4: Curvas de degradación de módulo para un nivel de suelo residual y saprolito. En la parte superior se presentan las imágenes de microscopio óptico para cada nivel de deformación (Rivas, 2010). .....	11
Figura 1-5: Relación entre el módulo de corte máximo y el esfuerzo normal promedio para un nivel de suelo residual y saprolito de rocas ígneas a partir de ensayos de columna resonante. (Pineda, 2011). .....	11
Figura 1-6: Métodos de laboratorio y campo para la determinación de la rigidez máxima en suelos (Schneider et al., 1999). .....	13
Figura 1-7: Elementos tipo plato transductores. (Mulmi & Kuwano, 2008). .....	14
Figura 1-8: Elementos tipo plato transductor. Arriba cristales piezocerámicos. Abajo: montaje final en la camisa metálica (Suwal & Kuwano, 2013). .....	14
Figura 1-9: Celda edométrica con elementos bender. (Dyvik & Madshus, 1985). .....	15
Figura 1-10: Montaje realizado por (Ayala, 2013). a) Odómetro con celda, b) Amplificador de tensiones, c) Osciloscopio, d) Generador de funciones arbitrario y e) Computador. ....	16
Figura 1-11: Montaje realizado en la Universidad Nacional Autónoma de México (Díaz, 2014). .....	16
Figura 2-1: Influencia de la localización geográfica y el clima en la formación de minerales de arcilla (Blight & Leong, 2012). .....	22
Figura 2-2: Influencia del clima global en la profundidad de meteorización y los productos de la misma (Strakhov & Fitzsimmons, 1967). Tomado de (Blight G. E., 2012). .....	24
Figura 2-3: Condiciones de lluvia y temperatura para la formación de suelos lateríticos (Persons, 1970). Tomado de (Gidigas, 2012). .....	25
Figura 2-4: Comparación de las curvas de compresibilidad de un suelo estructurado y desestructurado, en un ensayo edométrico (Leroueil & Vaughan, 1990). .....	27
Figura 2-5: Factores y procesos que determinan las características de la estructura (Mitchell & Soga, 2005). .....	28
Figura 2-6: Visualización de la mecánica de suelos saturados y no saturados basada en la naturaleza del fluido de poros (Fredlund et al., 2012). .....	29
Figura 2-7: Interacción microscópica entre el agua y el suelo. Mitchell y Soga (2005). .....	29
Figura 2-8: Comportamiento característico rigidez cortante – deformación angular de suelos a partir de rangos típicos de deformaciones en ensayos de laboratorio (tomado de Atkinson, 2000). .....	31

Figura 2-9: Definición del Módulo de Corte. (a) Elemento Diferencial de Suelo Sometido a Esfuerzos de Corte. (b) Elemento Distorsionado (Mendoza, 2004).....32

Figura 2-10: Esquema representativo del efecto piezoeléctrico directo; a) material piezoeléctrico, b) y c) Movimiento de tensión y compresión por aplicación de un voltaje (Intech, 2012)..33

Figura 2-11: Registro de una señal de compresión (A) y corte (B) con elementos piezocerámicos planos (Suwal & Kuwano, 2013). .....37

Figura 3-1: Localización general del proyecto (Adaptado de Google Earth, 2016). .....42

Figura 3-2: Localización del lugar de extracción de las muestras para el proyecto (Google Earth, 2016).....42

Figura 3-3: Geología de la plancha 253 - Guacamayas. En el círculo rojo se enmarca la zona de estudio. (SGC, 2012). .....45

Figura 3-4: Resultado de SEM y EDX de la muestra *1\_VA\_Oct* para el horizonte 1. A: arcillas (caolinita e illita) agregadas en hidróxidos de Al. B: cuarzo. C: óxido de Ti. Tomado de (Ceiba-Dromos, 2016) .....48

Figura 3-5: Resultado de SEM y EDX de la muestra *1\_VA\_Nov* del horizonte 1. La muestra corresponde a arcillas agregadas en hidróxidos de Al. Tomado de (Ceiba-Dromos, 2016) .....49

Figura 3-6: XRD del Horizonte 1. K: Caolinita, G: Gibbsita, I: Illita, Q: Cuarzo, D: Diásporo, A: Anatasa y FH: Ferrihidrita. Tomado de (Ceiba-Dromos, 2016).....51

Figura 3-7: Resultado de SEM y EDX de la muestra *5\_VB\_Nov* del horizonte 2. A: arcillas (caolinita e illita) agregadas en hidróxidos de Al. B: cuarzo. C: óxido de Ti. Tomado de (Ceiba-Dromos, 2016). .....52

Figura 3-8: XRD para el Horizonte 2. K: Caolinita, G: Gibbsita, I: Illita, Q: Cuarzo, D: Diásporo, R: Rutilo, Mgh: Maghemita y FH: Ferrihidrita. Tomado de (Ceiba-Dromos, 2016).....53

Figura 3-9: Formación de minerales de arcilla a partir de diferentes condiciones de meteorización (Frederickson, 1952 tomado de (Gidigasú, 2012)). .....54

Figura 3-10: Variación en la relación de vacíos, resistencia y contenido de sesquióxidos en un perfil de suelo residual y laterítico típico (Blight G. E., 2012) .....55

Figura 3-11: Resultados de lixiviación controlada en laboratorio en un periodo de dos años (Pedro, 1961). .....56

Figura 3-12: Diferencia porcentual en la presencia de componentes micro estructurales para los dos horizontes. Los valores positivos corresponden a excesos en el horizonte 1 y los negativos a excesos en el horizonte 2. ....57

Figura 3-13: Carta de plasticidad para arcillas caoliníticas tropicales (Dumbleton y West, 1966 tomado de (Gidigasú, 2012)).....60

Figura 3-14: Relación promedio entre el contenido de arcilla y la actividad coloidal para varios suelos residuales lateríticos y no lateríticos (Gidigasú, 1972). Se enmarcan en el círculo rojo los valores registrados para los materiales de la presente investigación. ....61

Figura 3-15: Efecto de la remoción de sesquióxido sobre el tamaño de las partículas de un suelo laterítico (Townsend, 1970).....62

Figura 3-16: Curvas granulométricas para los dos horizontes de suelo analizados.....63

Figura 3-17: Curvas de compactación para los dos horizontes.....65

Figura 4-1: Figura extraída del plano para el diseño de la cámara edométrica .....68

Figura 4-2: Detalle del anillo para confinamiento de las muestras en acero inoxidable.....70

Figura 4-3: Características de los cristales piezoeléctricos. Arriba elemento tipo S, Abajo elemento tipo P. (Steiner & Martins, 2014).....70

Figura 4-4: Detalle del diseño de los transductores. Izquierda: plano para diseño. Derecha: montaje final. ....72

Figura 4-5: Detalle del funcionamiento del transductor. Izquierda montaje transductor emisor. Derecha montaje transductor emisor (Suwal & Kuwano, 2013). .....73

Figura 4-6: Corte isométrico del montaje de los transductores con la piedra porosa y la pieza en teflón para el drenaje.....74

Figura 4-7: Análisis de las señales en función de la frecuencia de excitación. De abajo hacia arriba y de izquierda a derecha frecuencias de excitación de 20MHz a 0.156MHz. ....77

Figura 4-8: Respuesta del sistema para ondas de corte. Señal recibida sin muestra de suelo. ....79

Figura 4-9: Análisis de repetibilidad. Resultados de 50 registros de ondas de corte en una muestra de caolín.....80

Figura 4-10: Histograma de frecuencias para el análisis de repetibilidad en muestras de caolín. ....82

Figura 4-11: Calibración de los resultados con el equipo de ultrasonido GCTS ULT-100.....83

Figura 4-12: Comparación de los resultados experimentales obtenidos con el equipo de columna resonante y transductores de velocidad de onda. (A) Velocidad de onda de corte y (B) Modulo de corte máximo. ....88

Figura 5-1: Curvas de retención en términos del contenido gravimétrico de agua (w). A) Horizonte 1. B) Horizonte 2.....94

Figura 5-2: Curvas de retención en términos del contenido volumétrico de agua ( $\theta$ ). A) Horizonte 1. B) Horizonte 2.....96

Figura 5-3: Curvas de retención en términos de la saturación (S). A) Horizonte 1. B) Horizonte 2. ....96

Figura 5-4: Distribución de tamaño de poros en los dos horizontes del perfil de suelo estudiado.....97

Figura 5-5: Curvas de compresibilidad para las muestras inalteradas .....99

Figura 5-6: Esquema conceptual del comportamiento compresible de los suelos residuales (Wesley L. D., 2010).....100

Figura 5-7: Variación del módulo edométrico para los dos niveles de suelo en condiciones inalteradas.....100

Figura 5-8: Curva idealizada de la variación del módulo edométrico (Janbu, Tokheim, & Senneset, 1981) tomado de (Yong & Townsend, 1985).....101

Figura 5-9: Curvas de compresibilidad para el horizonte 1. Muestra inalterada (N1), compactada a densidad natural (D1) y en suspensión “slurry” (SL1).....102

Figura 5-10: Espacio permitido para suelos estructurados en el horizonte 1.....103

Figura 5-11: Ensayo edométrico de un suelo residual de Java, en condición natural, remoldeada y en suspensión “slurry”. (Wesley L. , 1974).....104

Figura 5-12: Curvas de compresibilidad para el horizonte 2. Muestras inalteradas (N2), desestructuradas (D2) y en suspensión “slurry” (SL2).....104

Figura 5-13: Curva de compactación estática para el horizonte 2.....105

Figura 5-14: Curvas de compresibilidad para un suelo tropical rojo (Wesley L. D., 2010).....105

Figura 5-15: Variación del módulo edométrico para los dos niveles de suelo en condición inalterada (N), desestructurada (D) y en suspensión (SL). A) Horizonte 1 (Superior). B) Horizonte 2 (Inferior).....106

Figura 5-16: Variación del módulo edométrico normalizado ( $M_{oedn}/M_{oedc}$ ) con respecto al esfuerzo efectivo.....107

Figura 5-17: Curvas de compresibilidad para el horizonte 1. Estado natural (N1), saturado (SA) y compactado (C). ....109

Figura 5-18: Curvas de compresibilidad para el horizonte 2. Incluidos los estados para contenido de agua óptimo y saturado .....110

Figura 5-19: Curvas de compresibilidad para un suelo residual laterítico de Brasil. (Vargas, 1953).

Figura 5-20: Variación del módulo edométrico para los dos niveles de suelo en condición Natural (N), Compactada a densidad máxima (C), Saturada (SA) y en suspensión (SL). A) Horizonte 1. B) Horizonte 2.....112

Figura 5-21: Variación de la relación de Poisson para los dos horizontes en condiciones naturales 114

Figura 5-22: Variación de la relación de Poisson para todas las condiciones de estructura analizadas en los dos horizontes del perfil de suelo. (A) Horizonte 1 y (B) Horizonte 2...115

Figura 5-23: Variación de la rigidez con la deformación angular para muestras compactadas a densidad natural (D1 horizonte 1 y D2 horizonte 2), en ensayo de columna resonante...118

Figura 5-24: Curva de degradación de módulo para los dos horizontes en condición desestructurada .....119

Figura 5-25: Variación de la rigidez máxima con el esfuerzo de confinamiento para muestras desestructuradas (D), en ensayo de columna resonante.....120

Figura 5-26: Variación de la rigidez máxima con el esfuerzo efectivo para muestras en condición natural. A) Modulo de corte. B) Modulo de Young.....122

Figura 5-27: Variación de la rigidez máxima con el esfuerzo vertical para muestras en estado natural (N) y desestructurado (D). A) horizonte 1. B) horizonte 2.....123

Figura 5-28: Variación del módulo de corte para un saprolito de roca ígnea en condición natural y compactada. (Pineda, 2011). .....124

Figura 5-29: Variación de la rigidez máxima con el esfuerzo efectivo para muestras compactadas a la densidad seca máxima (C), y saturadas (SA). A) horizonte 1 y B) horizonte 2 .....125

Figura 5-30: Variación de la densidad de las muestras durante la compresión edométrica. A) horizonte 1 y B) horizonte 2.....126

Figura 5-31: Relación entre el módulo de corte en estado natural, con las diferentes condiciones de estructura analizadas. A) Horizonte 1 y B) Horizonte 2.....127

Figura 6-1: Compresibilidad para un suelo saturado y parcialmente saturado. (Alonso et al., 1990).131

Figura 6-2: Curvas de cedencia carga colapso (LC) y después del incremento de succión (SI). (Alonso et al., 1990).....133

Figura 6-3: Curva de compresibilidad en el plano (p-v) para el horizonte 1 (superior).....134

Figura 6-4: Curva compresibilidad en el plano (p-v) para el horizonte 2.....135

Figura 6-5: Trayectorias de esfuerzo. A) Trayectoria en (p-q) horizonte 1. B) Trayectoria en (p-q) horizonte 2. C) Trayectoria en (p-s) horizonte 1. D) Trayectoria en (p-s) horizonte 2. ....137

Figura 6-6: Vista tridimensional de la superficie de cedencia en el espacio (p-q-s). A) Horizonte 1. B) Horizonte 2.....138

Figura 6-7: Curvas de compresibilidad para diferentes condiciones de cementación. (Gens & Nova, 1993).....139

Figura 6-8: Curvas de compresibilidad para la condición natural (cementada) y compactada a densidad natural (sin cementante). A) Horizonte 1 y B) Horizonte 2. ....140

Figura 6-9: Comportamiento esquemático de la cedencia en materiales cementados. (Malandraki & Toll, 1996).....141

Figura 6-10: Comportamiento esquemático de la cedencia en materiales cementados (Gens & Nova, 1993).....142

Figura 6-11: Trayectoria  $K_0$  en materiales cementados. (Gens & Nova, 1993).....142

Figura 6-12: Superficies de cedencia para la trayectoria  $K_0$  en los dos horizontes del perfil de suelo. A) Horizonte superior. B) Horizonte inferior. ....143

Figura 6-13: Variación del módulo de corte normalizado con la presión atmosférica para el Horizonte 1.....145

---

Figura 6-14: Variación del módulo de corte normalizado con la presión atmosférica para el Horizonte 2.....	146
Figura 6-15: Variación de los coeficientes de ajuste A y n con la profundidad, para las diferentes condiciones de estructura analizadas. ....	147
Figura 6-16: Comparación de la variación en la rigidez máxima para la condición parcialmente saturada (N) y saturada (SA) en el horizonte 1. ....	149
Figura 6-17: Variación de la rigidez máxima con el contenido volumétrico de agua normalizado para los dos horizontes del perfil de suelo.....	150
Figura 6-18: Variación del coeficiente A con el contenido mineralógico.....	151
Figura 6-19: Variación del coeficiente n con el contenido mineralógico. ....	151
Figura 7-1: Esfuerzos Actuando sobre un Elemento Diferencial Durante la Propagación de la Onda en Dirección x (Mendoza, 2004).....	162
Figura 7-2: Modos fundamentales de propagación de ondas en muestras cilíndricas (Meneses, 2006).....	165

## Lista de tablas

	<b>Pág.</b>
Tabla 3-1. Perfil estratigráfico obtenido a partir de las actividades de exploración de campo (Ceiba-Dromos, 2014) .....	44
Tabla 3-2. Unidades litoestratigráficas informales del proyecto. Cartografía geológica del Bloque 9, Departamento del Vichada (SGC, 2012).....	46
Tabla 3-3. Composición química típica de diferentes lateritas. (Gidigas, 2012).....	50
Tabla 3-4. Contenido de minerales para los Horizontes 1 y 2.....	54
Tabla 3-5. Normativa utilizada para la ejecución los ensayos.....	58
Tabla 3-6. Contenido de agua y plasticidad .....	59
Tabla 3-7. Gravedad específica calculada a partir del contenido mineralógico de los dos horizontes ....	64
Tabla 3-8. Propiedades de compactación .....	65
Tabla 4-1. Resultados de la prueba F para determinar la igualdad de las varianzas .....	84
Tabla 4-2. Resultados de la prueba T para determinar igualdad en los valores medios de las dos muestras .....	85
Tabla 4-3. Resultados obtenidos de pruebas de columna resonante y velocidad de onda sobre muestras compactadas ha contenido de agua natural .....	86
Tabla 4-4. Resultados de la prueba T para determinar igualdad en los valores medios de las dos muestras, para los resultados de velocidad de onda. ....	87
Tabla 4-5. Resultados de la prueba T para determinar igualdad en los valores medios de las dos muestras, para los resultados de módulo de corte máximo.....	87
Tabla 5-1. Condiciones de ensayo y estados volumétricos iniciales.....	91
Tabla 5-2. Aspectos relevantes del comportamiento compresible del perfil de suelos, en diferentes condiciones de estructura. ....	113
Tabla 6-1. Parámetros y variables extraídas de la curva de compresibilidad para los dos horizontes. ....	134
Tabla 6-2. Variación de la ecuación y parámetros de ajuste para todas las condiciones de estructura analizadas, en el módulo de corte máximo. ....	146

# Introducción

La localización geográfica de nuestro país propicia condiciones para la formación de suelos residuales, asociadas a su clima, precipitación y orografía. Estos suelos, dadas sus condiciones de formación, presentan características físico-químicas, mineralógicas y de comportamiento mecánico diferentes a las de un suelo de origen sedimentario, razón por la cual se hace necesario ahondar cada vez más en su estudio y en el entendimiento de las variables asociadas a su génesis que influyen en su respuesta ante las sollicitaciones de obras de ingeniería. En la presente investigación se estudió el caso específico de un perfil de suelo de origen laterítico, localizado en el departamento del Vichada, entre los corregimientos de El Viento y Cumaribo. Esta zona del país se caracteriza por tener una malla vial en mal estado, que dificulta la comunicación y el avance del desarrollo social y económico de los municipios del oriente del país. Gran parte de la responsabilidad del mal estado de las vías en el departamento, radica en el desconocimiento generalizado de las características y comportamiento mecánico de los suelos lateríticos del sector, los cuales sirven de soporte para las vías y en muchos casos son usados como material para la construcción de los terraplenes viales. La presente investigación hace parte del proyecto *materiales y métodos constructivos para la estabilización de la malla vial en Colombia: una visión eficiente, económica y sostenible*, a cargo de la fundación CEIBA-DROMOS y con apoyo de la Universidad Nacional de Colombia y la Universidad de los Andes.

El objetivo principal es estudiar la variación de la rigidez de un perfil de suelo residual con diferentes intensidades de meteorización, modificando sus condiciones de estructura y sometiénolo a procesos de carga y descarga con deformaciones laterales nulas, para así establecer la influencia de la cementación en la rigidez, así como los factores que intervienen en el comportamiento mecánico y determinan la estabilidad de las obras de ingeniería que los involucran.

Para alcanzar los objetivos se llevó a cabo un programa experimental sobre muestras inalteradas, remodeladas y reconstituidas pertenecientes a los dos horizontes del perfil de meteorización. Los suelos se ensayaron en condición de saturación parcial exceptuando un

grupo de muestras que fueron saturadas para determinar la influencia de esta condición particular. Adicionalmente se restringieron las deformaciones laterales confinando las muestras con un anillo de acero inoxidable, y se sometieron a procesos de carga y descarga en un banco de consolidación de la Universidad Nacional de Colombia. Al finalizar todos los incrementos de carga se determinó la velocidad de onda cortante y de compresión, mediante sensores piezocerámicos dispuestos en la parte superior e inferior de las muestras, con lo cual fue posible obtener los módulos de corte (G) y de elasticidad (E), así como la relación de Poisson ( $\nu$ ).

Las limitaciones de la investigación están dadas en términos del procedimiento experimental, la correlación de variables y las teorías aplicadas para describir algunos comportamientos. En primera medida, se trabajó con un montaje experimental del cual no se tienen muchas referencias y puntualmente la forma en cómo se transmiten las ondas elásticas en medios confinados, razón por la cual se asumió que el anillo que restringe las deformaciones laterales no influye en la transmisión de las ondas en especial las de corte. También existen incertidumbres en cuanto a las condiciones de drenaje dado que la salida de agua se hace mediante piedras porosas con forma anular. Con respecto a los esfuerzos aplicados, al no tener medición de succión o control de la misma durante los ensayos, no se tiene certeza de la condición real de esfuerzos efectivos. Finalmente, existen limitaciones en cuanto a la aplicabilidad de las teorías y modelos teóricos a trayectorias diferentes a la triaxial, de manera que las superficies de cedencia tienen un carácter esquemático y su finalidad es complementar la representación de los esfuerzos de cedencia que se realizó en los análisis de compresibilidad.

En el **Capítulo 1** se presenta el estado del arte en cuanto al estudio de la influencia de la microestructura en la rigidez máxima de suelos residuales en condiciones edométricas. En el desarrollo de la mecánica de suelos se han dado avances recientes en cuanto al estudio del comportamiento mecánico y la rigidez de suelos estructurados (Atkinson, 2000; Fam & Santamarina, 1995), poniendo de manifiesto la influencia que ejerce la microestructura en la respuesta que tiene el suelo ante sollicitaciones externas como las obras civiles de ingeniería. Esta microestructura de los suelos residuales está dada por la acción de los procesos de meteorización sobre los materiales geológicos, pues degradan sus condiciones naturales derivando en suelos dispuestos en perfiles con características geotécnicas específicas y dependientes del material parental. Las condiciones climáticas, asociadas a la variación de las

lluvias y la temperatura, determinan que tan alterado es el perfil de suelo y las características de los minerales y subproductos derivados de estos procesos. Específicamente, en el caso de los suelos lateríticos, los subproductos de los procesos de meteorización son básicamente óxidos e hidróxidos de aluminio y hierro que cubren los minerales formando una especie de cementante y determinando así las características de la matriz de suelo y su comportamiento mecánico.

En el **Capítulo 2** se describen los fundamentos teóricos que sirven de base para el estudio de la rigidez a pequeñas deformaciones, llamada también rigidez máxima, la cual juega un papel fundamental en el estudio y diseño de las obras geotécnicas. La rigidez depende de la microestructura y condiciones de cementación de los suelos, las cuales están asociadas a los procesos de meteorización que le dieron origen. Es por esta razón que el estudio de la rigidez en el intervalo de pequeñas deformaciones, y su relación con las condiciones de estructura de los suelos lateríticos, cobra importancia para avanzar en el entendimiento del comportamiento mecánico de los depósitos de suelo del departamento del Vichada.

En el **Capítulo 3** se describen las principales características del perfil de suelo estudiado a partir de muestras inalteradas de dos horizontes del perfil de suelo laterítico, a las cuales se les evaluó su composición química y mineralógica, con el fin de determinar las características de la microestructura en términos de la composición y distribución de los minerales, y los óxidos e hidróxidos, que constituyen la componente cementante de la matriz de suelo. Adicionalmente, se llevó a cabo la caracterización y determinación de propiedades índice, con el fin de enmarcar el estudio del perfil en un sistema de clasificación unificado, y así poder comparar los resultados con los que reportan diversos investigadores.

En el **Capítulo 4** se describe el montaje experimental que permite determinar la variación de los módulos elásticos (E y G), y la relación de Poisson ( $\nu$ ) con respecto al esfuerzo normal en procesos de carga y descarga, con deformaciones laterales nulas. La determinación de los módulos elásticos se realizó mediante la propagación de ondas elásticas de corte y compresión, a partir de transductores planos de velocidad de onda, diseñados y construidos específicamente para el desarrollo de la presente investigación. Para determinar la influencia de la estructura natural de los suelos, se estudiaron diferentes condiciones iniciales,

remoldeando, compactando y reconstituyendo muestras representativas a diferentes contenidos de agua.

En el **Capítulo 5** se presentan las curvas de compresibilidad en términos de la relación de vacíos ( $e$ ) y el esfuerzo vertical ( $\sigma_v$ ) obteniendo el marco de referencia para determinar si las propiedades de los dos horizontes difieren, dadas sus condiciones particulares de cementación. Además se estudió la influencia de la microestructura en el comportamiento mecánico del horizonte en particular a partir del estudio de la variación que presentan los módulos elásticos con el esfuerzo vertical.

Finalmente, en el **capítulo 6** se analiza la influencia que ejercen los procesos de meteorización y laterización en los módulos del suelo, confirmando que los estratos más alterados registran una microestructura cementada más rígida y un mejor comportamiento mecánico en el intervalo de pequeñas deformaciones. De la misma forma, se determinó que la microestructura ejerce gran influencia en la variación de la rigidez con el esfuerzo efectivo, comparando el comportamiento de los materiales en diferentes condiciones iniciales. Se puso de manifiesto la importancia de la componente microestructural en la rigidez y resistencia de suelos residuales, y la necesidad de incluir estas propiedades en las aplicaciones prácticas. Los resultados de la presente investigación se constituyen como el marco de referencia para futuras investigaciones que continúen con el estudio del comportamiento mecánico de los suelos lateríticos del departamento del Vichada y aquellas que buscan dar solución a las problemáticas geotécnicas asociadas a estos materiales.

## Objetivos

La presente investigación tuvo como objetivo general estudiar la variación de la rigidez máxima en un perfil de suelo residual del departamento del Vichada con diferentes intensidades de meteorización, en procesos de carga y descarga con deformaciones laterales nulas. Con esto se buscó profundizar en el estudio de la influencia que tienen la meteorización y la microestructura en el comportamiento mecánico de estos materiales.

Para alcanzar el objetivo general se plantearon los siguientes objetivos específicos:

- Desarrollar una celda de consolidación edométrica en la cual se incluyan elementos piezocerámicos tipo plato transductores.
- Calibrar el ensayo con los transductores de velocidad de onda existentes en el laboratorio de geotecnia de la Universidad Nacional de Colombia sede Bogotá.
- Medir la propagación de ondas compresionales y de corte usando los elementos piezocerámicos tipo plato transductores.
- Analizar la variación de los módulos de deformación E y G en estados de esfuerzos edométricos para suelos con diferentes intensidades de meteorización.
- Determinar la influencia que ejerce la meteorización y la microestructura en el comportamiento mecánico y la rigidez, en el perfil de suelo estudiado.



# **1.Estado del arte**

## **1.1 Introducción**

Los suelos residuales se forman a partir de procesos de meteorización que alteran las rocas en superficie. Por las condiciones ambientales de los lugares de ocurrencia, estos materiales se encuentran en la mayoría de los casos en condición de saturación parcial y presentan una microestructura que influye bastante en su comportamiento esfuerzo-deformación, su rigidez y resistencia. La rigidez máxima es una propiedad de gran importancia para el análisis de diferentes problemas de estabilidad tales como: diseño de cimentaciones, estabilidad de taludes, problemas de interacción suelo-estructura y análisis de respuesta dinámica.

Según los resultados de diversas investigaciones, es bien conocido que las propiedades de rigidez de estos materiales, en el intervalo de pequeñas deformaciones, dependen fundamentalmente de la estructura y condiciones iniciales tales como el volumen específico, el contenido de agua y la densidad (Pineda, 2011). Además, diversos estudios (Jardine et al., (1986), Burland (1989); Leroueil & Vaughan (1990); Atkinson (2000)), han demostrado que las deformaciones impuestas por diferentes obras geotécnicas, sobre suelos de diversos orígenes (incluidos los residuales), varían entre 0.01% y el 1%, de manera que el estudio de la rigidez para estas condiciones de deformación cobra gran importancia para el entendimiento del comportamiento de obras de ingeniería geotécnica.

## **1.2 Rigidez a pequeñas deformaciones en suelos residuales**

El módulo de corte se define como el incremento en el esfuerzo cortante necesario para producir un cambio unitario en la deformación angular. La rigidez a pequeñas deformaciones es caracterizada típicamente por el módulo de corte inicial ( $G_0$ ) o máximo ( $G_{max}$ ), el cual juega un papel fundamental en la solución de problemas geotécnicos. Estudios experimentales sobre la rigidez a pequeñas deformaciones en suelos cementados artificialmente en laboratorio, han mostrado que el comportamiento de estos materiales depende de la microestructura y de

alguna manera es independiente de la historia de esfuerzos (Fernández & Santamarina, (2001); Sharma & Fahey (2003)). En el caso de los suelos residuales, diversos autores como Burland (1989), Leroueil & Vaughan (1990), Borden et al., (1996), Hoyos & Macari (1999), y más recientemente en suelos residuales colombianos Cano et al., (2002); Otalvaro et al., (2008); Rivas (2010), y Pineda (2011), han demostrado que los módulos elásticos de deformación (E y G) dependen de su estructura, génesis y estado de esfuerzos mucho antes de la cedencia, así como de la intensidad de meteorización.

Borden et al. (1996), estudiaron la variación en la rigidez máxima de un suelo residual derivado de rocas ígneas mediante ensayos de columna resonante. En la Figura 1-1 se observa que para el suelo estudiado, los niveles más meteorizados de arenas y limos (clasificados como SM, SM-ML según el sistema unificado de clasificación de suelos), presentan valores de rigidez más altos con respecto a los niveles menos alterados, lo cual está asociado a que los procesos de meteorización le imprimen una microestructura cementada, incrementando la rigidez en el intervalo de pequeñas deformaciones.

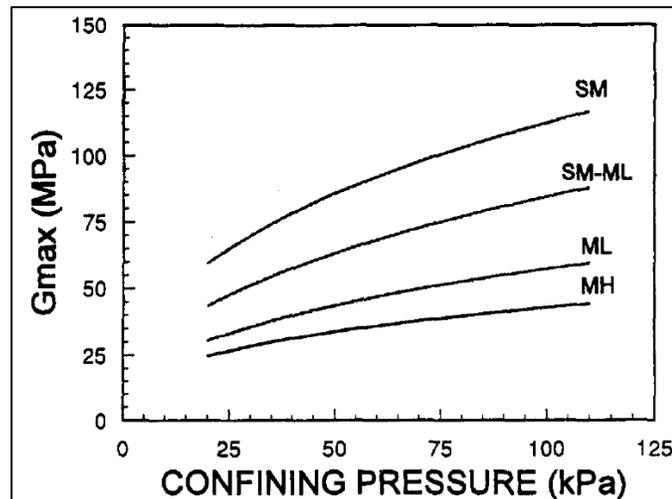


Figura 1-1: Variación del módulo de corte máximo ( $G_{max}$ ) con la presión de confinamiento en ensayos de columna resonante para un horizonte saprolítico de rocas ígneas (tomado de Borden et al., 1996).

Por su parte Hoyos & Macari (1999), a partir de ensayos de columna resonante, estudiaron igualmente la influencia de la meteorización en el módulo de corte a pequeñas deformaciones de un perfil de suelo residual de piedemonte cuyo origen geológico se debe a eventos

volcánicos que cubrieron parcialmente rocas sedimentarias. Los materiales se dividen según la profundidad a la cual fueron extraídos y su clasificación corresponde a arenas con presencia de limos (SM) o limos de baja plasticidad (SM-ML), sin que exista una tendencia marcada de la clasificación con la profundidad. En la Figura 1-2 se observa que la presión de confinamiento ejerce una influencia significativa en el módulo de corte máximo, incrementando el valor de rigidez con el aumento del mismo. Esto puede ser explicado por el hecho de que para elevados niveles de confinamiento (muestras más profundas), los esfuerzos de pre-consolidación aparente resultan ser mayores y por ende la respuesta al aumento del mismo. Adicionalmente, las muestras más superficiales al estar expuestas a procesos de alteración continuos exhiben mayor deformabilidad y susceptibilidad a los cambios en el esfuerzo de confinamiento.

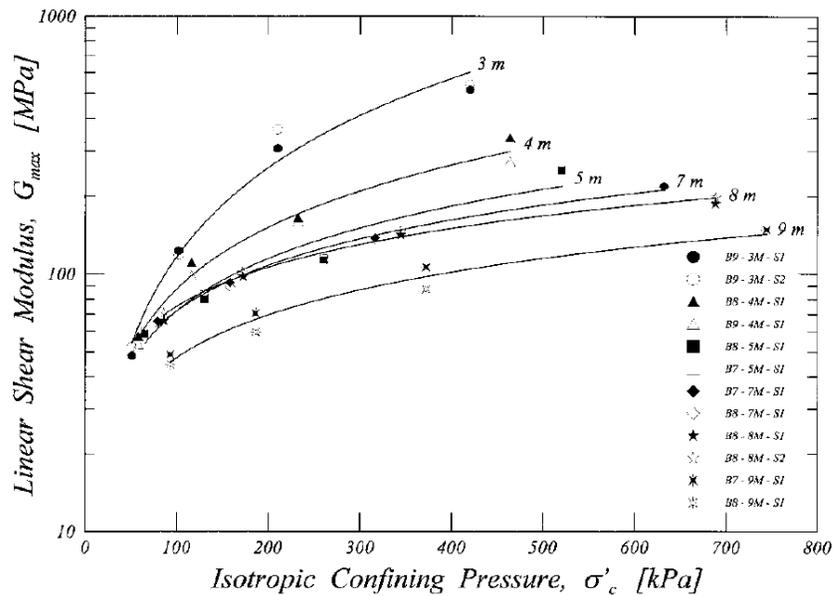


Figura 1-2: Hoyos & Macari (1999) variación del módulo de corte máximo ( $G_{max}$ ) con la presión de confinamiento en ensayos de columna resonante en suelos residuales de piedemonte.

Otalvaro et al. (2008), por su parte, obtuvo las curvas de degradación del módulo de corte para un suelo derivado de Gabro en el departamento de Antioquia - Colombia, a partir de ensayos de columna resonante. En la Figura 1-3 se observan tres bandas con las que el autor propone enmarcar la variación de la rigidez normalizada con la deformación angular. Se observa que para bajos niveles de deformación la rigidez no presenta diferencias significativas para los tres niveles de suelo, y en la medida que aumenta la deformación cortante, y el aporte de la microestructura cementada disminuye, los suelos menos alterados resultan ser más rígidos

que los que suprayacen. Este hecho es consecuente con lo que reportaron Borden et al. (1996) y Hoyos y Macari (1999) ya que para bajos niveles de confinamiento el módulo de corte en todos los niveles de meteorización parte de un valor aproximadamente igual. Esta variación en la rigidez para niveles de deformación por debajo  $1 \times 10^{-4} \%$  puede ser evaluada de mejor manera mediante el empleo de métodos ultrasónicos o de propagación de ondas elásticas como los son los transductores piezoeléctricos.

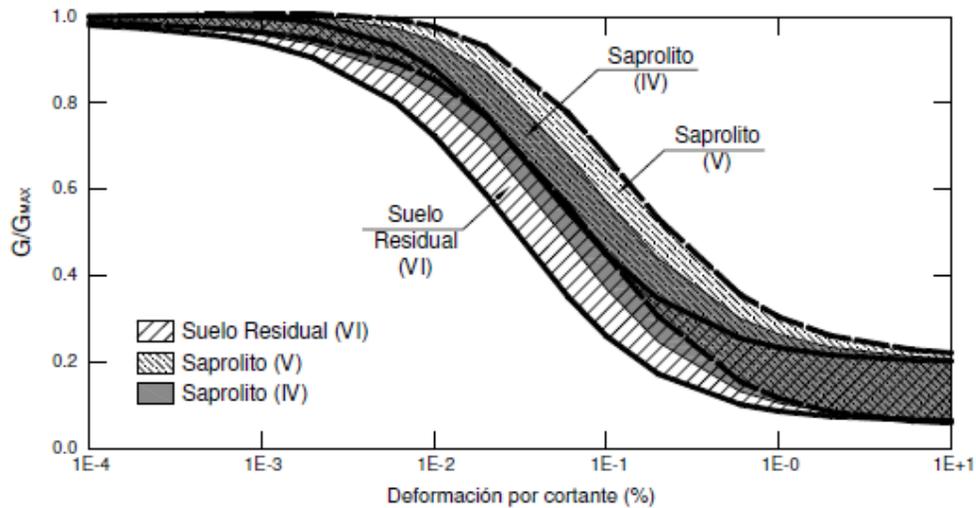


Figura 1-3: Bandas propuestas para la degradación del módulo de rigidez cortante en suelos residuales de Gabro. (Otalvaro, Villarraga, & Nanclares, 2008).

Rivas (2010), estudió la influencia de la estructura en el comportamiento dinámico de un suelo residual derivado de esquistos en el departamento de Antioquia, Colombia, mediante ensayos dinámicos a varios niveles de deformación, incluidos elementos piezocerámicos. En la Figura 1-4, se presentan las imágenes de microscopio antes y después de los ensayos dinámicos, comparadas con las curvas de degradación de módulo obtenidas. Se observa que la rigidez en el nivel de suelo residual resulta ser mayor que en el sapolito debido principalmente a la presencia de una micro-estructura cementada derivada de los procesos de meteorización más agresivos en este nivel. Este horizonte de suelo está compuesto principalmente por una matriz procedente de la descomposición de la moscovita y el cuarzo; y el nivel subyacente de sapolito, conformado especialmente por clastos de cuarzo alterados, los cuales fallan por planos de debilidad del mineral según se observa en las micro fotografías.

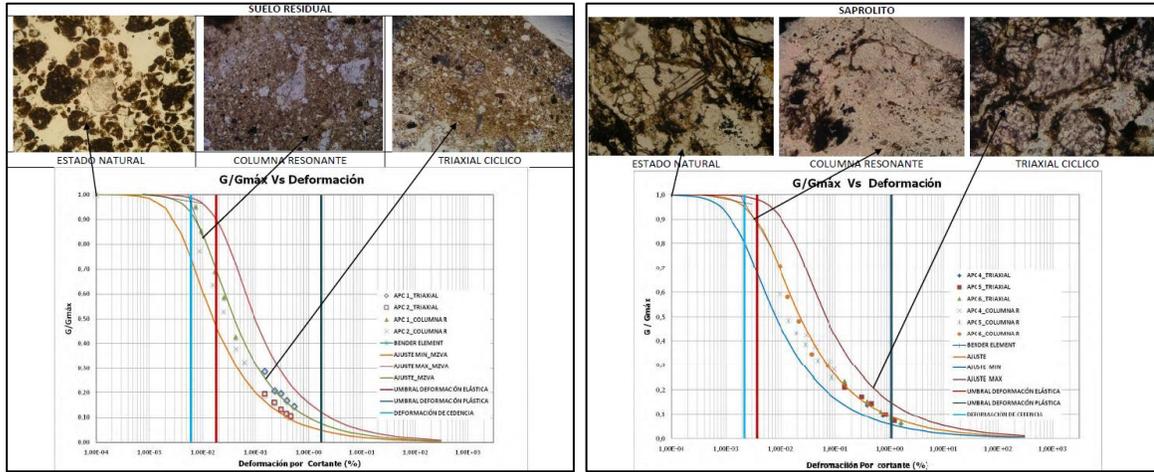


Figura 1-4: Curvas de degradación de módulo para un nivel de suelo residual y saprolito. En la parte superior se presentan las imágenes de microscopio óptico para cada nivel de deformación (Rivas, 2010).

Por su parte, Pineda (2011) realizó un estudio exhaustivo acerca de la influencia de la microestructura en el módulo de corte máximo para un conjunto de suelos residuales derivados de rocas ígneas (Granodioritas), en el cual a partir de diversos ensayos (triaxiales dinámicos y monotónicos, columna resonante, velocidad de onda) logró establecer que el nivel de suelo residual, dadas las características micro estructurales que le imprimen su avanzado estado de meteorización, presenta mayor rigidez y susceptibilidad de la misma a los cambios en el esfuerzo normal, comparado con el nivel de saprolito. Los resultados de ensayos de columna resonante para el nivel de suelo residual y saprolito se presentan en la Figura 1-5.

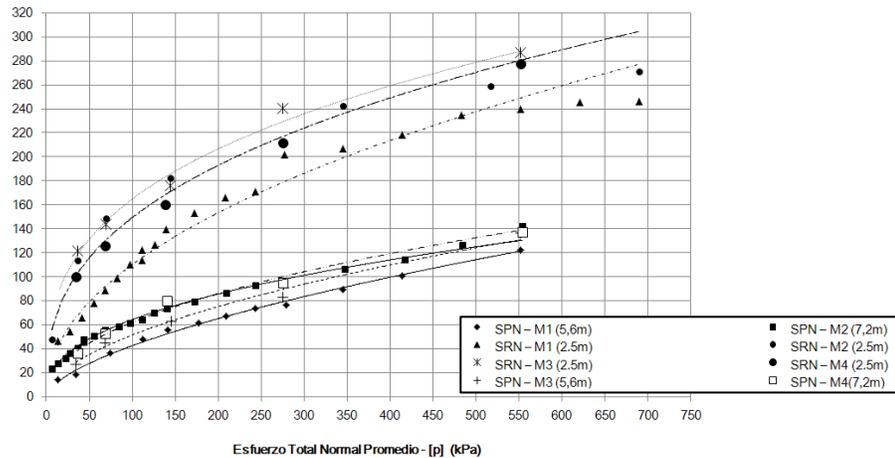


Figura 1-5: Relación entre el módulo de corte máximo y el esfuerzo normal promedio para un nivel de suelo residual y saprolito de rocas ígneas a partir de ensayos de columna resonante. (Pineda, 2011).

Los resultados presentados por Pineda (2011) corroboran los obtenidos por Borden et al. (1996), Hoyos & Macari (1999), Rigo (2005), Rivas (2010) y Otalvaro et al. (2008), poniendo de manifiesto que el comportamiento esfuerzo-deformación y las características de rigidez de estos materiales, dependen preponderantemente de su fábrica y cementación (llamadas también “estructura” (Wesley L. D., 2010) o “microestructura” (Mitchell & Soga, 2005), inherentemente asociadas al proceso de formación (Pineda, 2011) y resulta ser un aspecto muy importante para evaluar en el caso de suelos estructurados cuya génesis está asociada a procesos geológicos diferentes, como lo es el caso de los suelos lateríticos.

Todos los resultados reportados anteriormente se obtuvieron de trayectorias de compresión isotrópica, para esfuerzos de confinamiento isotrópicos que son los que se alcanzan en equipos como la columna resonante o el triaxial cíclico; sin embargo, la trayectoria de esfuerzos que mejor reproduce el proceso de formación de los suelos lateríticos del Vichada, originados a partir de la cementación de sedimentos eólicos, es la que se logra mediante la compresión confinada, edométrica o trayectoria  $K_0$ . Autores como Vargas (1953), Burland (1990) y Leroueil & Vaughan (1990) enmarcaron el estudio de la estructura de los suelos y su influencia en el comportamiento mecánico a partir del análisis de las curvas de compresibilidad con deformaciones laterales nulas, de manera que esta trayectoria de esfuerzos resulta ser la más apropiada, en aras de emular los procesos geológicos que dan origen al estado de esfuerzo de este tipo de depósitos.

### **1.3 Determinación de la rigidez máxima con elementos piezocerámicos**

Autores como Atkinson (2000), Leroueil & Hight (2003) y Atkinson (2007) sugieren que la rigidez máxima de los suelos debe evaluarse mediante ensayos dinámicos y monotónicos, bien sea en campo o laboratorio. Lo anterior, en atención a la importancia que reviste la selección de parámetros y la no linealidad del comportamiento esfuerzo deformación en el intervalo de pequeñas deformaciones (Atkinson, 2000). En la práctica experimental, estos módulos elásticos son evaluados mediante el empleo de equipos de laboratorio tales como la columna resonante, el corte torsional, triaxiales monotónicos o elementos piezocerámicos del tipo bender elements, y para el caso de los ensayos in situ, para los intervalos de pequeñas deformaciones, los más empleados son el down-hole y el cross-hole, mediante las ecuaciones

elásticas que relacionan la velocidad de corte medida con el módulo de rigidez. En la Figura 1-6 se presentan los métodos de campo y laboratorio que gozan de mayor aceptación para la determinación de la rigidez máxima en suelos.

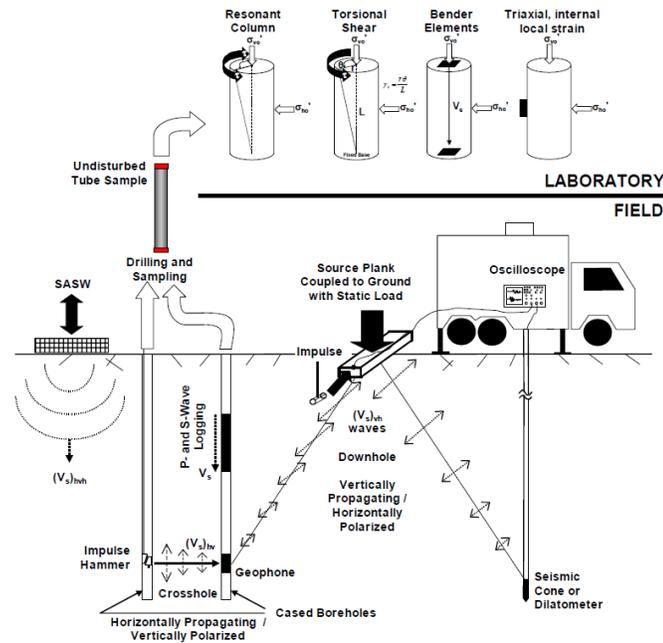


Figura 1-6: Métodos de laboratorio y campo para la determinación de la rigidez máxima en suelos (Schneider et al., 1999).

Históricamente, Lawrence (1963), fue posiblemente el primero en aplicar los transductores piezoeléctricos en las pruebas de obtención de onda de corte en muestras de suelo. La prueba se realizó en muestras de arcilla y arena, con plato transductores alojados en el pedestal de la base y en la tapa superior de una cámara triaxial. Más adelante, Shirley & Anderson (1975), introdujeron la utilización de elementos flexores (en inglés bender elements) para el ensayo de muestras de arena en equipos de laboratorio. A partir de ahí los elementos flexores se han venido usando en diversos equipos como triaxiales, odómetros, columnas resonantes, con el fin de obtener la velocidad de propagación de ondas a través de los especímenes (Dyvik & Madshus, 1985). Sin embargo, los elementos flexores revisten algunas complicaciones en cuanto a la preparación de las muestras, en suelos estructurados como es el caso de suelo residual, específicamente durante el tallado de las incisiones para el acoplamiento con los mismos (Pineda, 2011). Esta dificultad se puede subsanar con la implementación de los plato transductores, que revisten ventajas en cuanto a su geometría (forma aplanada y menor

tamaño), no son invasivos en su acoplamiento con las muestras de suelo, generan ondas P y S, (a diferencia de los elementos flexores que solo generan ondas de corte) y presentan menores deformaciones para un voltaje dado (Mulmi & Kuwano, 2008). La Figura 1-7 derecha muestra un par de transductores planos (plato transductores) capaces de emitir ondas de corte dada la polarización y el modo de vibración que se le da al cristal al momento de su fabricación (Figura 1-7 izquierda).

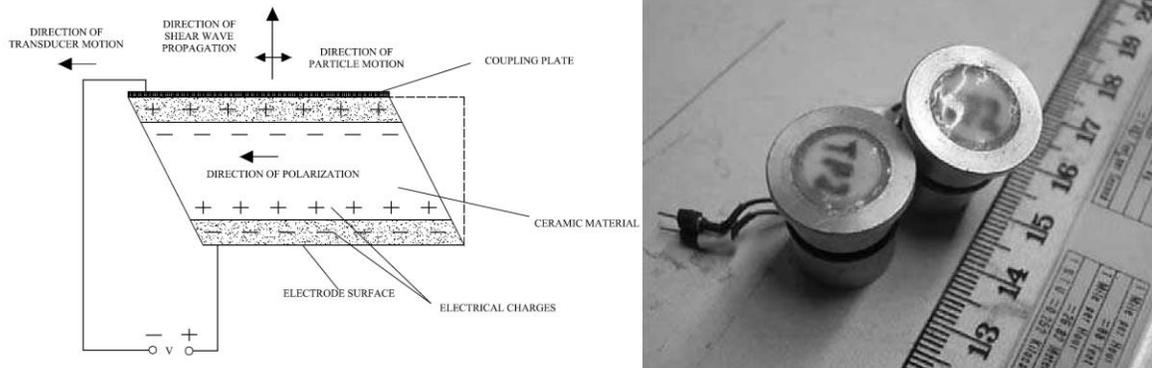


Figura 1-7: Elementos tipo plato transductores. (Mulmi & Kuwano, 2008).

En la Figura 1-8 se presentan los cristales piezocerámicos que se usan para la fabricación de un transductor de velocidad de onda de corte y compresión (Suwal & Kuwano, 2013). Se acoplan dos discos, con diferentes modos de vibración para que puedan generar ondas de corte y compresión (Figura 1-8 superior) y se alojan en una camisa, recubiertos de capas de silicona y epóxicos, para así conformar los transductores de velocidad de onda (Figura 1-8 inferior).

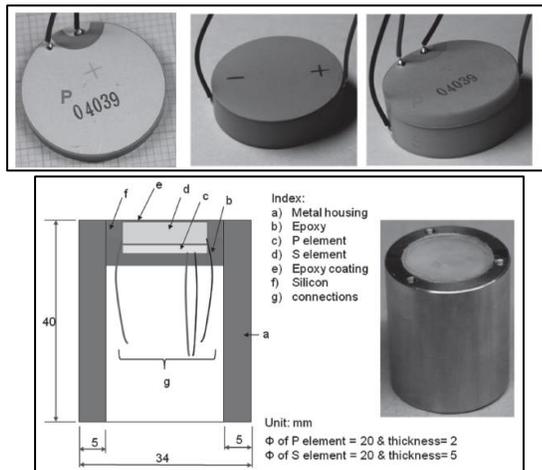


Figura 1-8: Elementos tipo plato transductor. Arriba cristales piezocerámicos. Abajo: montaje final en la camisa metálica (Suwal & Kuwano, 2013).

Los elementos plato transductor son transductores piezoeléctricos en forma plana, utilizados para la medición de ondas de compresión y de corte en suelos. Ellos han recibido poca atención desde la obra de Lawrence (1963), a pesar de que comparados con los elementos tipo Bender, son más robustos y fáciles de usar con muestras inalteradas, debido a su naturaleza no invasiva (Brignoli et al., 1996). Constan de un núcleo central de cerámica piezoeléctrica polarizada, intercalado entre dos electrodos delgados en las superficies superior e inferior. Hay dos tipos de transductores de placa: tipo P y tipo S, los cuales generan ondas de compresión y de corte respectivamente. La naturaleza de la placa del transductor depende de la dirección de polarización. Si la cerámica está polarizada en la dirección paralela a los electrodos entonces genera ondas S; por otro lado, si la cerámica está polarizada en la dirección perpendicular al electrodo, es decir, en la dirección del espesor, generará ondas P. El espesor y el tamaño del plato transductor se pueden elegir según la necesidad del experimento (Mulmi & Kuwano, 2008).

## 1.4 Medición del módulo de corte en condiciones edométricas

Dyvik & Madshus (1985) fueron pioneros en la investigación con elementos piezocerámicos en la medición el módulo de rigidez con el montaje que se presenta en la Figura 1-9; sin embargo, Schultheiss (1982) fue quien implemento por primera vez los bender elements en un odómetro y en una cámara triaxial (Meneses, 2006). Thomann & Hryciw (1990); Lo Presti et al. (1997); Fam & Santamarina (1995), Shibuya et al. (1998) y Comina (2008) diseñaron y construyeron montajes de elementos piezocerámicos tipo Bender element para investigar, en algunos casos, los efectos de carga y descarga sobre la velocidad de propagación de ondas de corte, en condiciones de deformación lateral restringida (Diaz, 2014).

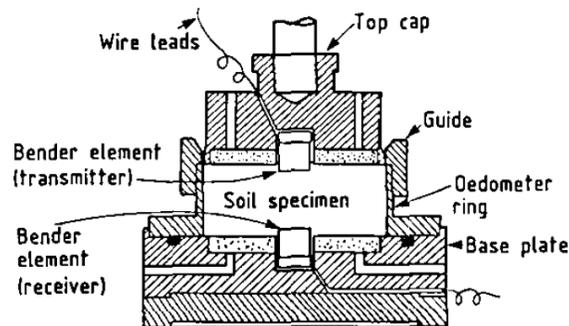


Figura 1-9: Celda edométrica con elementos bender. (Dyvik & Madshus, 1985).

Recientemente en Latinoamérica, Ayala (2013) con el montaje de la Figura 1-10, Díaz (2014) con los equipos mostrados en la Figura 1-11 y Orlando (2014) han realizado montajes similares con el fin de estudiar la variación del módulo de rigidez en suelos en condiciones edométricas.

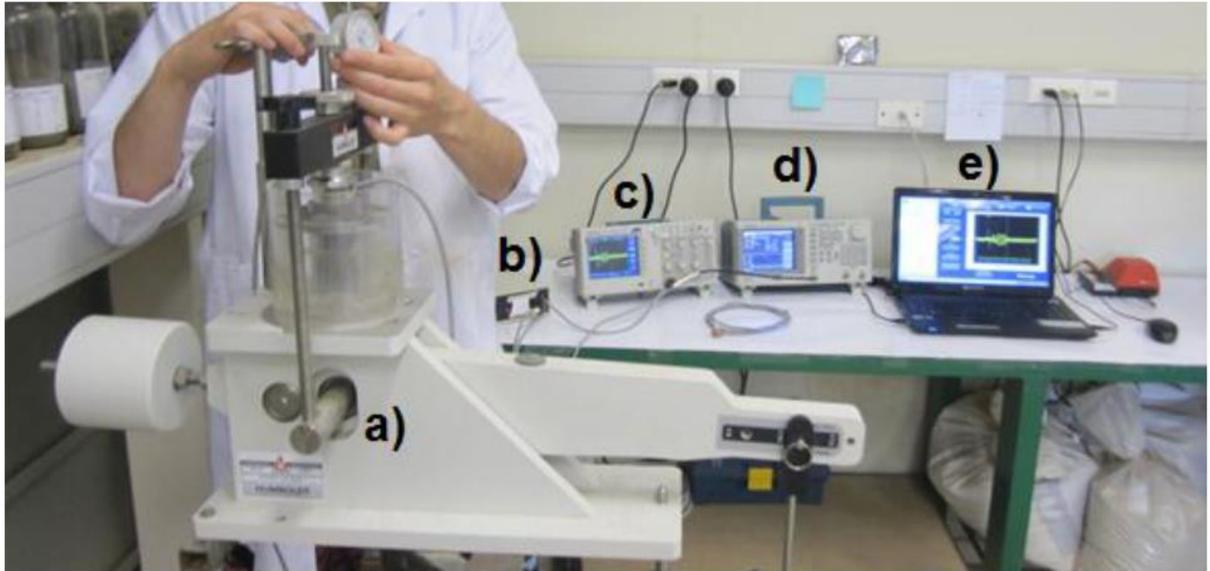


Figura 1-10: Montaje realizado por (Ayala, 2013). a) Odómetro con celda, b) Amplificador de tensiones, c) Osciloscopio, d) Generador de funciones arbitrario y e) Computador.

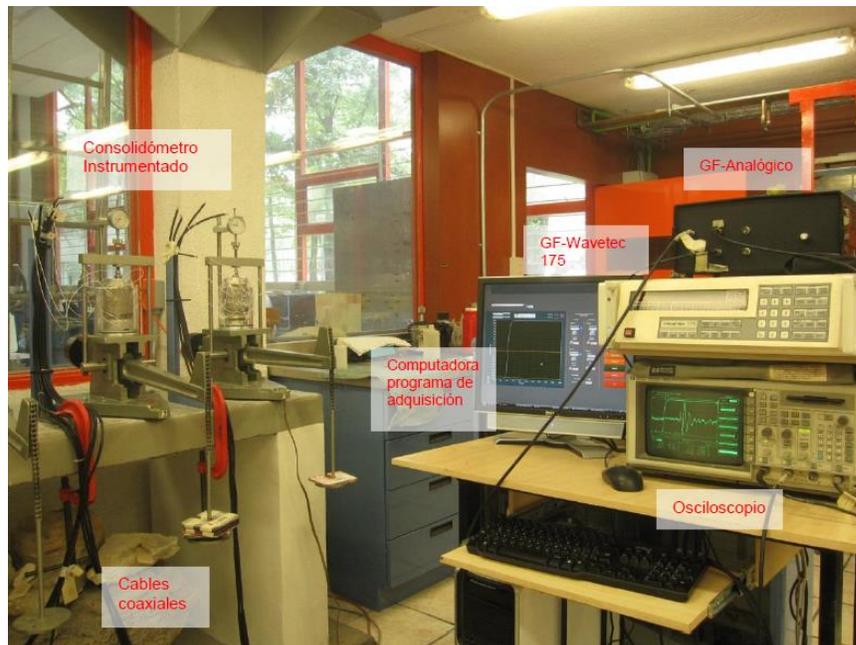


Figura 1-11: Montaje realizado en la Universidad Nacional Autónoma de México (Díaz, 2014).

Todos estos resultados resaltan la importancia de investigar la variación de la rigidez con el esfuerzo en condiciones confinadas, siendo esta condición, como ya se ha dicho, la que mejor reproduce los procesos genéticos que dan origen a los suelos.



## **2.Marco referencial**

### **2.1 Introducción**

El comportamiento esfuerzo deformación de los suelos es fuertemente no lineal y puede ser caracterizado a partir de la rigidez y el grado de no linealidad, determinados mediante mediciones de la rigidez máxima, la resistencia pico y las deformaciones de falla (Atkinson, 2000). El comportamiento esfuerzo deformación de los suelos también controla la respuesta mecánica de las estructuras geotécnicas bajo cargas dinámicas y estáticas. En el caso de los suelos residuales, diversos autores han demostrado que los módulos de deformación máximos elásticos (E y G) dependen de su estructura, génesis y estado de esfuerzos mucho antes de la cedencia, todo esto en función de la intensidad de meteorización o de sus características micro estructurales (Pineda, 2011).

Dada la importancia que revisten conceptos como la génesis y la estructura en suelos residuales, así como los propios del ensayo con elementos piezocerámicos, tales como la definición de las propiedades piezoeléctricas de los materiales y la manera como esto permite la emisión y recepción de ondas elásticas, en el presente capítulo se describirán los aspectos teóricos que enmarcan el estudio de la rigidez en el intervalo de pequeñas deformaciones, en suelos residuales.

### **2.2 Suelos residuales**

Los suelos residuales se forman a partir de procesos de descomposición química y degradación física del material parental, normalmente roca de algún tipo. Debido a su proceso de formación, en el cual las tasas de meteorización sobrepasan a las de erosión, se forman perfiles cuyos niveles se diferencian en cuanto a sus características físicas y mineralógicas, las cuales a su vez determinan el comportamiento mecánico.

Los suelos residuales están más estrechamente relacionados con las características de la roca parental que en el caso de los suelos sedimentarios. Exhiben una característica conocida como estructura (Wesley L. D., 2010) o microestructura (Mitchell & Soga, 2005), asociada a la fábrica y cementación inherentes al proceso de formación.

### **2.2.1 Suelos lateríticos**

El termino laterita fue introducido por primera vez por Buchanan (1807) para describir suelos de color amarillo ocre, ferruginosos, vesiculares, porosos y sin estratificación, localizados en Malabar (India), adaptando la palabra del latín “later” que significa ladrillo, ya que este era el principal uso que se le daba a estos materiales (Gidigas, 2012). Los suelos lateríticos son esencialmente producto de la meteorización, cuya composición química y características morfológicas particulares están influenciadas por el grado de alteración que sufrió el material parental al cual deben su origen, y se caracterizan por presentar un elevado contenido de sesquióxidos de hierro y/o aluminio, comparados con suelos de origen diferente. Martin & Doyne (1930) y posteriormente Joachin & Kandiah (1941) definieron tres estados de un suelo laterítico sobre la base de la proporción de sílice - sesquióxidos ( $SiO_2 / (Al_2O_3 + Fe_2O_3)$ ), esto debido a que estos componentes son los que prevalecen en este tipo de suelos: (1) suelos cuya relación sea inferior a 1,33 son considerados como lateritas verdaderas, (2) aquellos que se encuentren entre 1,33 y 2,00 son denominados suelos lateríticos, y (3) aquellos cuya relación sea superior a 2,00 son denominados como suelos no lateríticos o suelos tropicales. Finalmente, Alexander & Cady (1962), han resumido las definiciones a partir de conceptos morfológicos, físicos y químicos, y establecen que “la laterita es un material altamente degradado, rico en óxidos secundarios de hierro, aluminio o ambos, con muy poco o nada de bases y silicatos primarios, pero puede contener grandes cantidades de cuarzo y caolinita. Puede ser duro o capaz de endurecerse en la exposición a procesos de humedecimiento y secado”.

Los suelos lateríticos se localizan en gran parte del territorio colombiano debido a las condiciones de temperatura y precipitación que favorecen su formación. En el departamento del Vichada particularmente, se extienden por gran parte del territorio, y el desconocimiento generalizado de sus propiedades y comportamiento mecánico, induce problemas en el diseño y construcción de obras de ingeniería, particularmente de infraestructura vial. De ahí la importancia de ahondar en su estudio y la comprensión de su comportamiento.

Según menciona Fookes (1997) las características del suelo en cualquier sitio en particular están determinadas por numerosos factores que incluyen: la edad de la superficie (tiempo de formación del suelo), clima durante el período de desarrollo del suelo (temperatura, humedad y desecación estacional), composición del material parental (cantidades de hierro y de minerales primarios ricos en bases, de sílice y de alúmina total) y la topografía que controla el transporte lateral de bases, de sílice y de hierro en solución, y el rejuvenecimiento de los perfiles por erosión en las pendientes más empinadas.

### ***Material parental.***

Según menciona Gidigasú (2012), numerosos estudios acerca de suelos tropicales meteorizados (p. ej. Sherman, 1952; Mohr and Van Baren, 1954; Nye, 1954; Clare, 1957; Dowling and Williams, 1964; Gidigasú, 1971, 1972) han puesto de manifiesto que las características geológicas de las rocas ejercen una influencia considerable en la distribución y naturaleza de los suelos residuales lateríticos. Clare (1957), encontró que como regla general en los materiales que han sido formados por procesos de meteorización se producen dos grupos principales de suelos: (1) suelos en los cuales los productos de la meteorización han sido removidos por solución; y (2) suelos en los cuales los productos de meteorización se han acumulado por precipitación. De este segundo grupo se desprenden los suelos ferruginosos y aluminosos (arcillas rojas y moteadas, gravas lateríticas nodulares y suelos lateríticos parcialmente cementados), los suelos ricos en compuestos de calcio (p.ej. calcáreos) y los suelos ricos en minerales de arcilla (arcillas volcánicas químicamente meteorizadas).

### ***Localización***

Las variaciones climáticas recientes (cuaternario), son importantes debido a que la mayoría de los suelos se desarrollan en intervalos prolongados de tiempo; los cambios latitudinales resultantes de los movimientos de placas pueden ser relevantes en el caso de suelos muy antiguos (Fookes, 1997). Así mismo, las condiciones de humedad, precipitación y temperatura elevadas, propias de las zonas cercanas al Ecuador, propician los procesos de meteorización química y la formación de depósitos espesos de suelos residuales (Strakhov & Fitzsimmons, 1967). La Figura 2-1 presenta de manera esquemática la influencia del clima sobre los productos de la meteorización. Las altas temperaturas y precipitaciones cercanas al Ecuador,

favorecen la formación de caolín y óxidos de baja actividad. Por el contrario, la precipitación disminuye hacia los límites de los trópicos y predominan las arcillas esmectíticas de alta actividad.

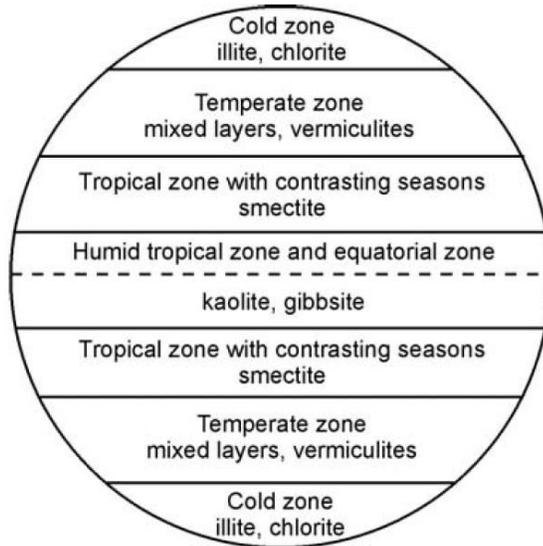


Figura 2-1: Influencia de la localización geográfica y el clima en la formación de minerales de arcilla (Blight & Leong, 2012).

### ***Topografía***

Las condiciones topográficas afectan la profundidad de meteorización debido a la influencia de la pendiente cercana y del relieve aledaño en el drenaje y en consecuencia, en la velocidad de lixiviación. La meteorización frecuentemente es menos intensa en alturas elevadas debido a las bajas temperaturas. La historia geomorfológica ayuda a datar la edad de la superficie del terreno, lo cual indica la fecha más temprana posible de la iniciación del desarrollo del perfil (Fookes, 1997). En general, los grandes perfiles de suelo residual se encuentran en sectores con pendientes suaves en vez de lugares elevados con pendientes pronunciadas.

### ***Clima***

El clima ejerce gran influencia en el proceso de formación de suelos residuales. La meteorización física es predominante en los climas secos, mientras que el grado y la velocidad

de meteorización química son controlados en gran medida por la disponibilidad de humedad y temperatura (Blight & Leong, 2012).

El clima determina la cantidad de agua presente, la temperatura y el carácter de la cubierta vegetal, y estos a su vez afectan el componente biológico que comprende la superficie del terreno. Algunas influencias generales del clima sobre la formación de suelos residuales según Soga & Mitchell (2005), son:

- Para una determinada cantidad de lluvia, la meteorización química se desarrolla más rápidamente en climas cálidos que en climas fríos. A temperaturas normales, la velocidad de meteorización es de aproximadamente el doble por cada 10°C adicionales de temperatura.
- A una temperatura dada, el proceso de meteorización se desarrolla más rápidamente en un clima húmedo que en un clima seco, siempre y cuando exista buen drenaje.
- La profundidad del nivel freático tiene influencia en la meteorización ya que determina la profundidad a la cual se encuentra el aire disponible (como gas o solución) y su efecto en el tipo de actividad biótica.
- El tipo de precipitación es importante: lluvias cortas e intensas erosionan, mientras que lluvias poco intensas y de larga duración se infiltran, saturan y ayudan en la lixiviación.

Strakhov & Fitzsimmons (1967) presentaron de manera esquemática la influencia del clima global en la meteorización de las rocas y la formación de varios productos como caolinita y alúmina (Figura 2-2). Se observa que en las zonas tropicales se registran mayores espesores de suelo residual y mayor cantidad de productos de la meteorización.

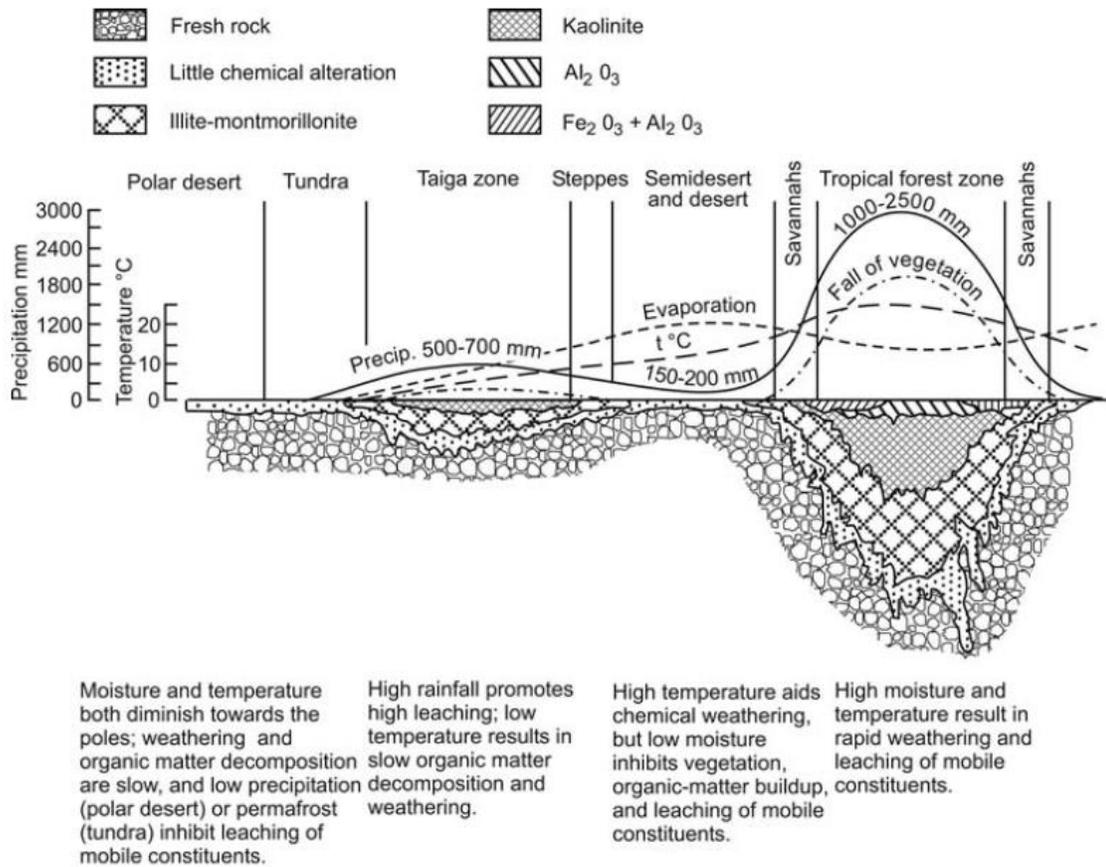


Figura 2-2: Influencia del clima global en la profundidad de meteorización y los productos de la misma (Strakhov & Fitzsimmons, 1967). Tomado de (Blight G. E., 2012).

Efectos similares se tienen para el caso de los suelos lateríticos, las condiciones de humedad y temperatura favorecen su formación. Esto se presenta de manera esquemática en la Figura 2-3.

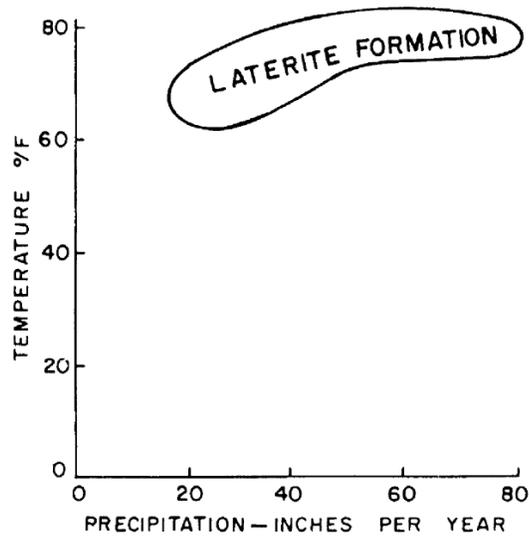


Figura 2-3: Condiciones de lluvia y temperatura para la formación de suelos lateríticos (Persons, 1970). Tomado de (Gidigas, 2012).

### 2.2.2 Concepto de fábrica y estructura

Como se mencionó anteriormente, los suelos residuales y lateríticos tienen características específicas adquiridas durante su proceso de formación, entre ellas una estructura cementada que les imprime unas características de resistencia y rigidez que los diferencian de los suelos sedimentarios. Se describen a continuación los conceptos de fábrica y estructura, los cuales son importantes y necesarios para el entendimiento del comportamiento mecánico y de la rigidez en suelos residuales lateríticos.

#### ***Fábrica***

El término fábrica hace referencia al arreglo geométrico de las partículas, grupos de partículas y espacios vacíos en el suelo. El tamaño, la forma y la función de las diferentes unidades de la fábrica dependen de la escala de interés. En suelos, la fábrica puede ser vista de manera relativa en tres niveles de escala (Mitchell & Soga, 2005):

- **Microfábrica:** consiste en la agregación regular de partículas y poros muy pequeños. Típicamente esta escala es de unas decenas de micrómetros de diámetro.

- Minifábrica: contiene la agregación de microfábricas y de los inter conjuntos de poros entre sí. Sus unidades pueden ser de unos pocos cientos de micrómetros de tamaño.
- Macrofábrica: puede contener grietas, fisuras, agujeros de raíces, laminaciones y similares.

### ***Estructura***

El término estructura (o microestructura) hace referencia al arreglo de las partículas de suelo (fábrica) junto con las fuerzas inter-particulares que actúan sobre ellas.

Para estudiar la influencia de la estructura en el comportamiento mecánico de los suelos, es común que se remuevan los enlaces cementantes mediante remoldeo (desestructuración), y se estudie el comportamiento esfuerzo deformación de los materiales en este estado para luego compararlo con el mismo en condiciones naturales. Así las cosas, Mitchell y Soga (2005) mencionan que el termino estructura hace referencia a la diferencia entre la relación de vacíos y el esfuerzo efectivo iniciales (o naturales), y los valores correspondientes para el mismo suelo en estado desestructurado.

En suelos residuales, donde la relación de vacíos puede variar ampliamente (dependiendo de las condiciones de su formación), se presentan marcadas diferencias en la respuesta mecánica con relación al mismo suelo desestructurado para un mismo estado volumétrico. La estructura del suelo residual le imprime características de resistencia y rigidez mayores a las que presenta el suelo sin estructura, tal y como se presenta de manera esquemática en la Figura 2-4. Se observa que la compresibilidad del suelo desestructurado es visiblemente mayor a la del suelo estructurado antes de alcanzar el esfuerzo de cedencia, de manera independiente al estado de esfuerzos inicial.

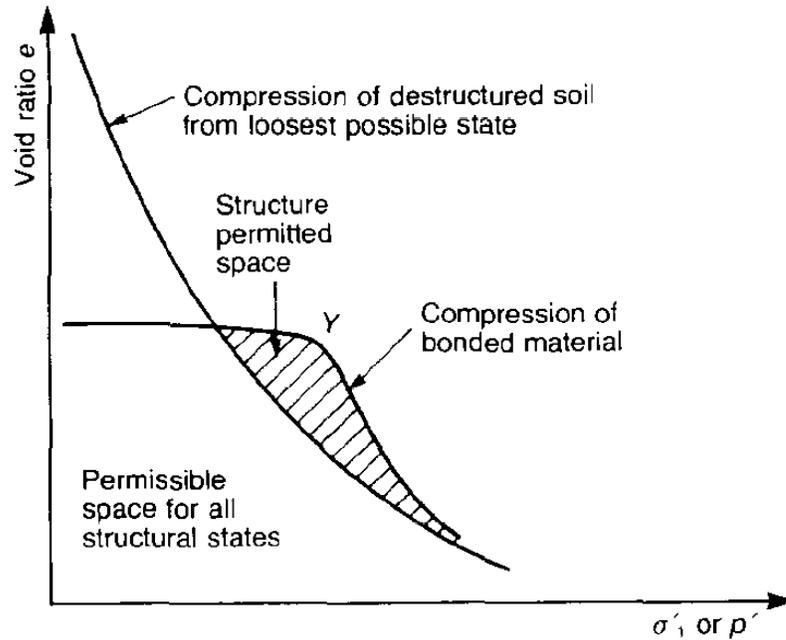


Figura 2-4: Comparación de las curvas de compresibilidad de un suelo estructurado y desestructurado, en un ensayo edométrico (Leroueil & Vaughan, 1990).

En los suelos residuales la estructura o microestructura dependen de las condiciones de su formación, bien sean los procesos de meteorización química que dan lugar a la formación de agentes cementantes, o aquellos de carácter físico como la erosión y el transporte que actúan como procesos de carga y descarga sobre los materiales modificando las características de la misma. Mitchell y Soga (2005) esquematizan en la Figura 2-5 los procesos antecedentes que determinan la estructura inicial de los suelos y todos aquellos que actúan posteriormente generando cambios en esta.

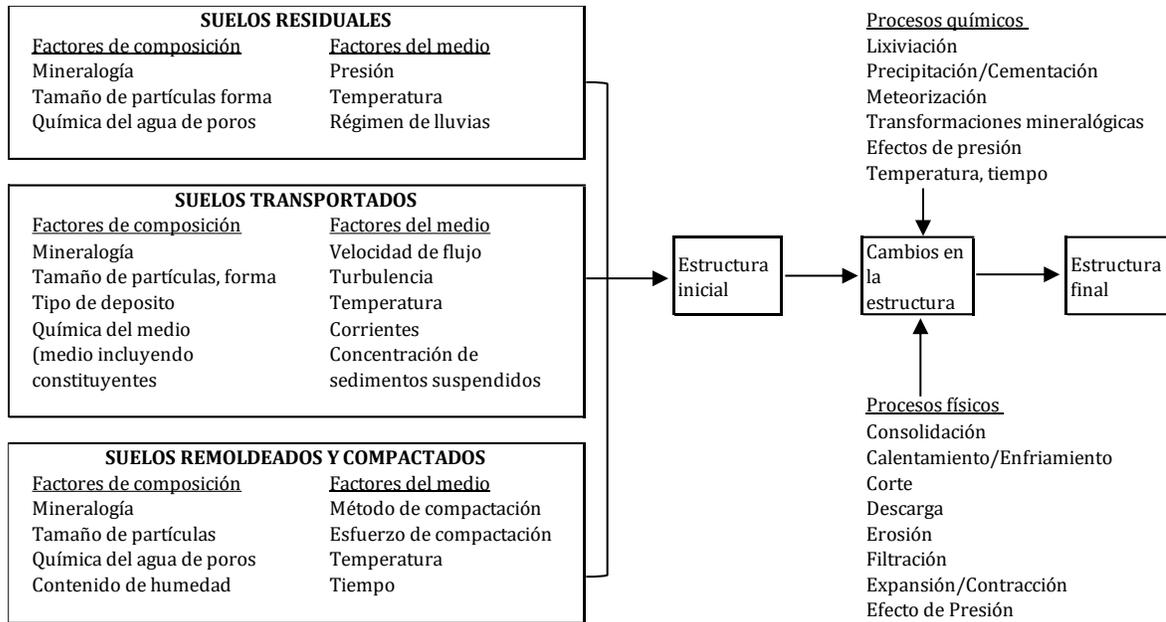


Figura 2-5: Factores y procesos que determinan las características de la estructura (Mitchell & Soga, 2005).

### 2.3 La succión en los suelos

En la mecánica de suelos convencional se distinguen tres fases: (1) sólidos, (2) agua, y (3) aire. Sin embargo, en el marco de la mecánica de suelos parcialmente saturados es común reconocer la existencia de una cuarta fase: *la interfaz aire-agua* (Fredlund & Morgenstern, 1977).

La presencia de una cantidad mínima de aire libre en los poros del suelo, modifica sus condiciones de saturación, incluso, una pequeña cantidad de aire (presente a manera de burbujas), hace que el fluido de poros sea compresible (Fredlund et al., 2012). Por encima del nivel freático se localiza la zona denominada “capilar” (Ng & Menzies, 2007), caracterizada por tener presiones de agua negativas, a pesar de considerarse saturada (ver Figura 2-6).

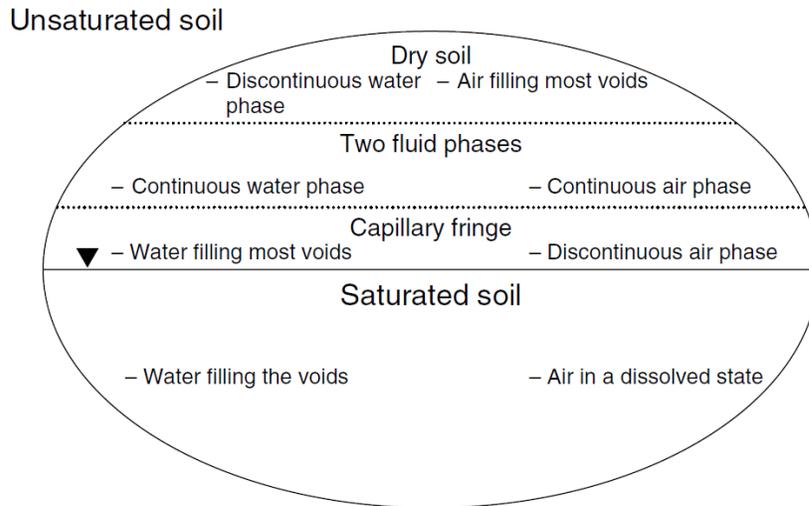


Figura 2-6: Visualización de la mecánica de suelos saturados y no saturados basada en la naturaleza del fluido de poros (Fredlund et al., 2012).

Debido a que el agua puede desarrollar tensión superficial y a su vez se puede adherir a las partículas del suelo, el agua de poros desarrolla presiones negativas cuando el suelo comienza a secarse. Estas presiones negativas contribuyen directamente al esfuerzo efectivo y a las fuerzas entre partículas (Figura 2-7). La presión de poros negativa suele considerarse como la responsable de la cohesión aparente y temporal en los suelos, mientras que las otras fuerzas de atracción producen una verdadera cohesión (Mitchell y Soga, 2005).

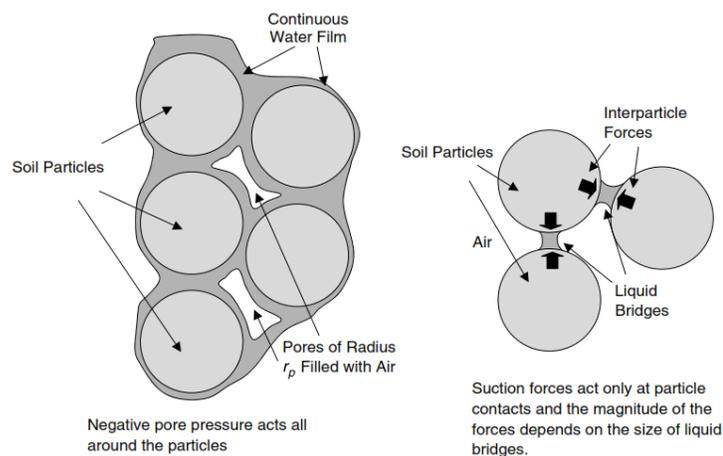


Figura 2-7: Interacción microscópica entre el agua y el suelo. Mitchell y Soga (2005).

### 2.3.1 Definición de la succión

La succión del suelo se conoce comúnmente como el estado de energía libre del suelo-agua (Edlefsen y Anderson, 1943 citado por Ng & Menzies, 2007), que se puede medir en términos de su presión parcial de vapor. La succión total tiene dos componentes: la succión matricial ( $u_a - u_w$ ) y la succión osmótica  $\pi$ , como se muestra en la Ecuación 2-1.

$$\psi = (u_a - u_w) + \pi \quad \text{Ecuación 2-1}$$

Los cambios en la succión total son causados por una variación en la humedad relativa del suelo. La humedad relativa puede reducirse debido a la presencia de una superficie de agua curvada producida por un fenómeno capilar (Fredlund et al., 2012). El radio de curvatura de la superficie del agua es inversamente proporcional a la diferencia entre la presión del aire  $u_a$  y la presión del agua  $u_w$  a través de la superficie, esto se denomina succión matricial.

La succión osmótica es una función de la cantidad de sales disueltas en el fluido de poros y se expresa en términos de presión (Ng & Menzies, 2007). La succión osmótica es una medida del esfuerzo adicional necesario para remover una molécula de agua de la fase líquida del suelo, debido a la presencia de sales (Colmenares, 2002).

## 2.4 Módulo de corte

En el intervalo de pequeñas deformaciones, el módulo de corte es aproximadamente constante y es denominado como módulo de corte máximo ( $G_{\text{máx.}}$ ) o modulo inicial ( $G_0$ ). Para suelos reconstituidos de baja plasticidad este rango de pequeñas deformaciones puede variar entre 0 y 0.001% de deformación cortante, para arcillas plásticas entre 0 y 0.01% (Georgiannou et al., 1991; Jamiolkowski, 1986). Para materiales granulares este rango puede variar en función de la rigidez relativa de las partículas de suelo, el tamaño de grano, la densidad, la fábrica, y puede llegar hasta un valor de 0.01% (Alarcón, 1986; Georgiannou et al., 1991). Los suelos parcialmente saturados o con presencia de microestructura exhibirán un aumento en la rigidez (Santamarina, 2005). En la Figura 2-8 se presenta de manera esquemática el rango de deformación cortante que aplican varios ensayos de laboratorio típicos, en relación con el módulo de corte (i.e. Curva de degradación del módulo de corte). También, se presentan los niveles de deformación esperados durante la operación de algunas estructuras geotécnicas.

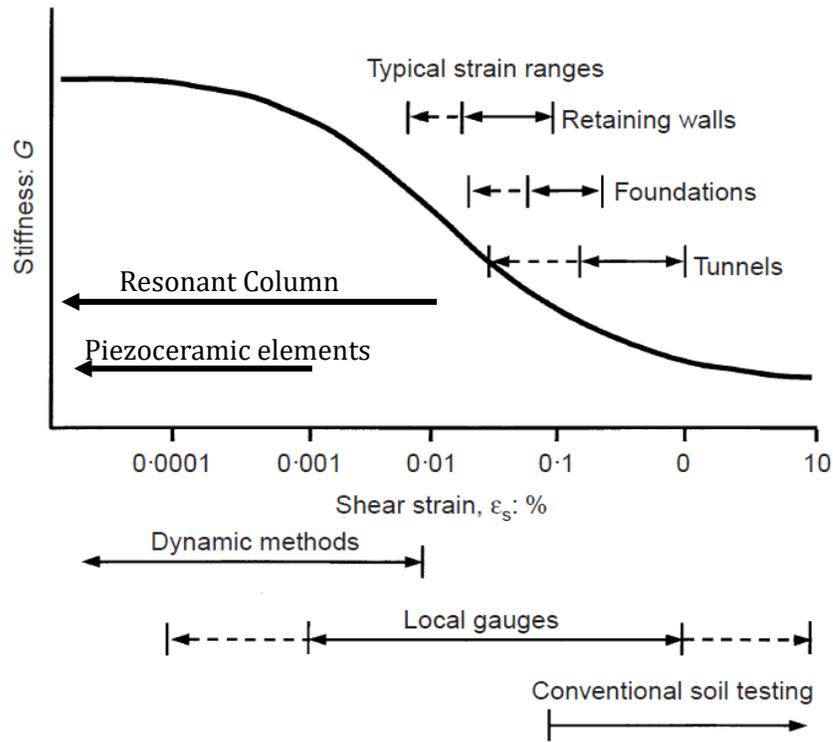


Figura 2-8: Comportamiento característico rigidez cortante - deformación angular de suelos a partir de rangos típicos de deformaciones en ensayos de laboratorio (tomado de Atkinson, 2000).

Para la definición del módulo de corte, obsérvese la Figura 2-9, en donde se puede apreciar que los ángulos  $\delta$  y  $\beta$  son muy pequeños. A partir de ahí, se puede definir el módulo de corte G como la relación entre el esfuerzo cortante ( $\tau$ ) y la deformación angular ( $\gamma$ ), como se muestra en las Ecuación 2-3:

$$\delta = \frac{dv}{dx}; \beta = \frac{du}{dy}; \gamma = \delta + \beta \tag{Ecuación 2-2}$$

$$G = \frac{\tau}{\gamma} \tag{Ecuación 2-3}$$

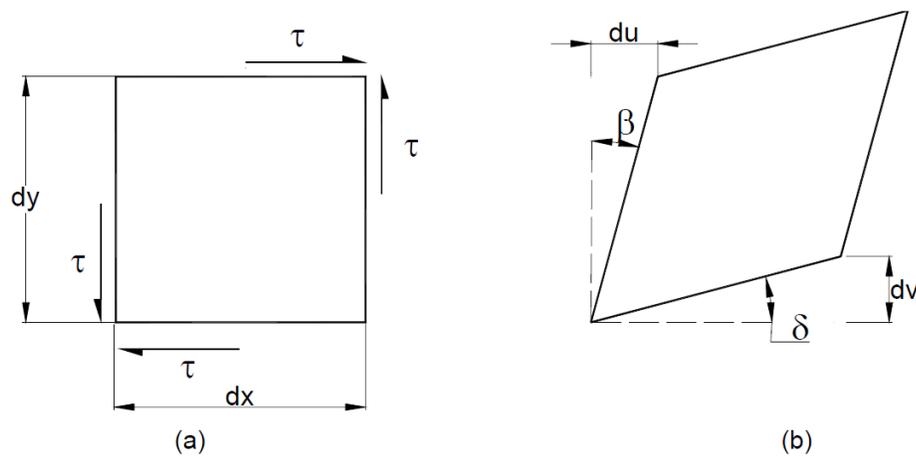


Figura 2-9: Definición del Módulo de Corte. (a) Elemento Diferencial de Suelo Sometido a Esfuerzos de Corte. (b) Elemento Distorsionado (Mendoza, 2004).

La respuesta mecánica a pequeñas deformaciones tiene lugar en una fábrica aproximadamente estable y la deformación se concentra en los contactos, la rigidez es máxima, las pérdidas de energía y los cambios de volumen son mínimos y los efectos diagenéticos<sup>1</sup> ejercen la mayor influencia. La deformación en una fábrica estable significa que las partículas no se deslizan o cambian de lugar con las partículas vecinas; por lo tanto, la rigidez a pequeñas deformaciones del suelo, refleja que la deformación se produce en el contacto. En el caso de los materiales de grano grueso, la rigidez de contacto está determinada por la capacidad de deformación de la partícula y su aspereza cerca del contacto (Santamarina, 2005).

## 2.5 Piezoelectricidad

El término piezo-eléctrico se deriva de la palabra griega “pieze” que significa “presión”. En 1880 Jacques y Pierre Curie descubrieron que la aplicación de una presión generaba cargas eléctricas en cristales como el cuarzo y la turmalina; llamaron a este fenómeno el “efecto piezoeléctrico”, el cual se esquematiza en la Figura 2-10. Más tarde se dieron cuenta de que los campos eléctricos pueden causar deformaciones en los materiales piezoeléctricos. Este efecto se llama el “efecto piezoeléctrico inverso”. Este fenómeno es normalmente reversible, cuando por ejemplo, se deja de someter los cristales al potencial eléctrico, éstos recuperan

<sup>1</sup> Relativo a la diagénesis, que es la alteración física, química o biológica de los sedimentos, que se convierten en rocas sedimentarias, a temperaturas y presiones relativamente bajas, que puede producir cambios en la mineralogía y la textura original de la roca.

su forma, es por esto que son utilizados como actuadores, sensores, transformadores, o como transformadores ultrasónicos (Ayala, 2013).

El efecto piezoeléctrico de materiales monocristalinos naturales tales como el cuarzo, turmalina y sal de Rochelle es relativamente pequeño. Materiales cerámicos policristalinos ferroeléctricos tales como titanato de bario ( $\text{BaTiO}_3$ ) y titanato zirconato de plomo (PZT) exhiben desplazamientos más grandes o inducen voltajes eléctricos de mayor tamaño (PI Ceramic, 2015). En la actualidad, el titanato de bario, ó el titanato de zirconato de plomo son los materiales más utilizados para la elaboración de cristales piezoeléctricos para uso como transductores, y es este último material (PZT) el que la gran mayoría de investigadores recomiendan, razón por la cual se escogieron elementos con estas características para la construcción de los transductores en la presente investigación.

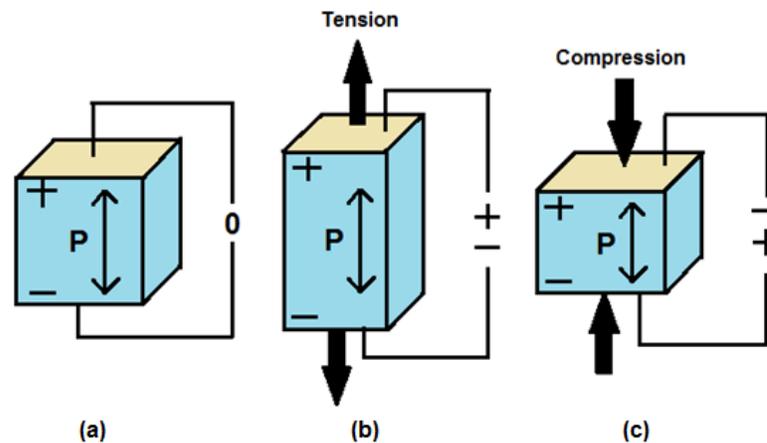


Figura 2-10: Esquema representativo del efecto piezoeléctrico directo; a) material piezoeléctrico, b) y c) Movimiento de tensión y compresión por aplicación de un voltaje (Intech, 2012).

### 2.5.1 Materiales piezoeléctricos suaves

La designación de piezo-cerámicos suaves y duros se refiere a la movilidad de los dipolos o dominios y por lo tanto también del comportamiento de polarización y despolarización. Los cerámicos piezoeléctricos blandos o suaves pueden ser polarizados con bastante facilidad, incluso a intensidades de campo relativamente bajas. Las ventajas de los materiales PZT blandos son su gran coeficiente de carga piezoeléctrica, permitividad moderada y altos factores de acoplamiento (PI Ceramic, 2015). Algunas de las aplicaciones de las cerámicas piezoeléctricas suaves son: actuadores para micro y nano posicionamiento, detectores

convencionales de vibración, transmisores y receptores ultrasónicos, la identificación de objetos o un control de los mismos, así como para aplicaciones de electro-acústica como transductores de sonido o micrófonos, y también como pastillas de sonido de instrumentos musicales.

### 2.5.2 Onda De Corte

En este modo de propagación el movimiento de las partículas del medio es transversal o perpendicular a la dirección de propagación de la onda (ver B - Anexo: Ecuación de onda unidimensional). Este tipo de ondas se caracterizan por no producir cambios en el volumen a su paso. Adicionalmente, para que las ondas se puedan transmitir en el medio, este debe tener rigidez al corte, lo que no pasa en los fluidos newtonianos, por lo cual se puede estudiar la propagación de las ondas de corte en cualquier estado de saturación.

En el *Anexo: Ecuación de onda unidimensional* se presenta la ecuación general de onda, de la cual se extrae la expresión para una onda que viaja en dirección “x” y en donde las partículas se mueven de manera perpendicular a la propagación (dirección “y”), como se muestra en la Ecuación 2-4:

$$\frac{\partial^2 u_y}{\partial t^2} = \frac{G}{\rho} \frac{\partial^2 u_y}{\partial x^2} \quad \text{Ecuación 2-4}$$

La solución de la Ecuación 2-4 es de la forma presentada en la Ecuación 2-5:

$$u = A e^{i(\omega t \pm kx)} \quad \text{Ecuación 2-5}$$

Donde:

- A: máxima amplitud del movimiento
- $\omega = 2\pi/T$ : Frecuencia angular
- $k = 2\pi/\lambda$ : Frecuencia espacial o número de onda
- T: periodo

- $\lambda$ : Longitud de onda
- $t$ : tiempo
- $i = \sqrt{-1}$

Reemplazando la Ecuación 2-5 en la Ecuación 2-4 se tiene la Ecuación 2-6:

$$\frac{\partial^2}{\partial t^2} (A e^{i(\omega t \pm kx)}) = \frac{G}{\rho} \frac{\partial^2}{\partial x^2} (A e^{i(\omega t \pm kx)}) \quad \text{Ecuación 2-6}$$

Derivando se obtiene la Ecuación 2-7:

$$(Ai^2 \omega^2 e^{i(\omega t - kx)}) = \frac{G}{\rho} (Ai^2 k^2 e^{i(\omega t - kx)}) \quad \text{Ecuación 2-7}$$

A partir de la Ecuación 2-7 se deduce que:

$$\omega^2 = \frac{G}{\rho} k^2 \quad \text{Ecuación 2-8}$$

$$\frac{\omega}{k} = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad \text{Ecuación 2-9}$$

Finalmente, reemplazando Ecuación 2-9 en las definiciones dadas anteriormente se tiene:

$$\frac{2\pi/T}{2\pi/\lambda} = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad \text{Ecuación 2-10}$$

Esta relación es la distancia recorrida por la onda en un ciclo, o en otras palabras, es la velocidad de propagación de la onda de corte. Así las cosas, la velocidad de onda de corte queda definida por la Ecuación 2-11:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

Ecuación 2-11

### 2.5.3 Onda de compresión

De la misma forma en la que se determinó la expresión para la velocidad de onda de corte, considerando una onda que se propaga en dirección “x” y las partículas del medio moviéndose en la misma dirección, la Ecuación 2-4 queda expresada como se muestra en la Ecuación 2-12:

$$\frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} = \frac{M}{\rho} \frac{\partial^2 u_x}{\partial x^2}$$

Ecuación 2-12

Siguiendo el mismo procedimiento que se describió en el apartado anterior para determinar la expresión para la velocidad de onda de corte, se llega a la Ecuación 2-13 para determinar la velocidad de onda de compresión:

$$V_p = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$$

Ecuación 2-13

### 2.5.4 Determinación del tiempo de arribo de las ondas de corte y compresión

El aspecto más importante para la interpretación de los resultados en ensayos de propagación de ondas es la determinación del tiempo de arribo de las mismas. Investigadores como Viggiani (1992), Viggiani & Atkinson (1995); y Brignoli et al. (1996) han estudiado cual es la mejor manera de identificar el tiempo de arribo de las ondas. En la Figura 2-11 se presentan de manera esquemática los puntos importantes en el registro de las señales y los cuales sirven para explicar los métodos para determinar el arribo de las ondas. A continuación se presentan algunos de los métodos que gozan de la mayor aceptación para tal fin.

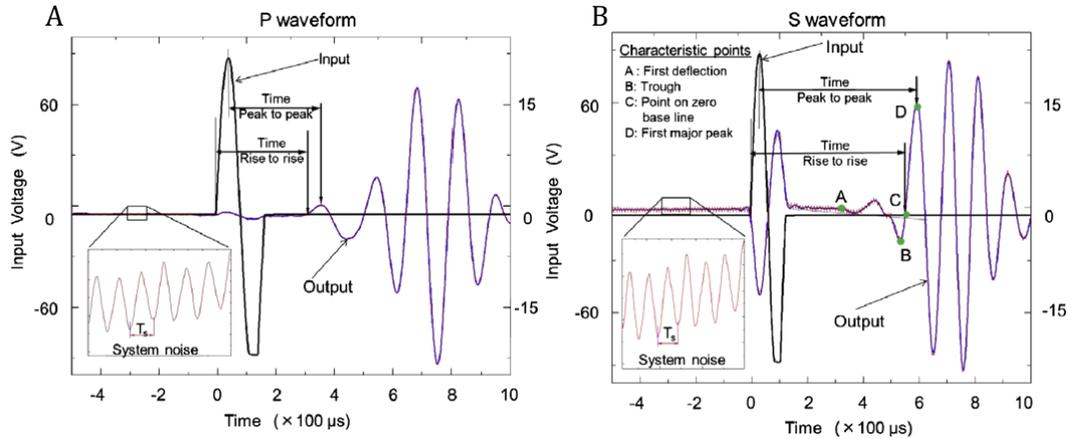


Figura 2-11: Registro de una señal de compresión (A) y corte (B) con elementos piezocerámicos planos (Suwal & Kuwano, 2013).

**Método del primer arribo (first peak time)**

El método del tiempo al primer arribo consiste en determinar el tiempo entre la señal de salida y el inicio de la mayor amplitud de la onda de llegada (*Time rise to rise* en Figura 2-11).

**Método del tiempo entre los dos picos (peak to peak)**

Este método consiste en determinar el tiempo transcurrido entre el pico de la señal de salida y el pico de mayor amplitud de la señal recibida (*Time peak to peak*) (ver Figura 2-11). Ya que el método del “peak to peak” es el que goza de la mayor aceptación entre los investigadores, además de que los picos son bien definidos y de fácil identificación, fue el que se usó para determinar el tiempo de arribo de las señales en la presente investigación.

**Método de la correlación cruzada**

El método de la correlación cruzada fue descrito por Viggiani (1992), y es una medida del grado de correlación entre dos señales,  $X(t)$  y  $Y(t)$ , contra el desfase de tiempo  $\tau$  impuesto por las trazas. En la Ecuación 2-14 se presenta la función analítica de la correlación cruzada ( $CC_{yx}$ )

$$CC_{yx} = \lim_{T_t \rightarrow \infty} \frac{1}{T_t} \int_{T_t} X(t)Y(t + \tau)dt \tag{Ecuación 2-14}$$

Donde  $T_t$  es el tiempo total de la duración del registro.

En la presente investigación no se usó el método de correlación cruzada ya que el registro de las señales con los transductores fue adecuado, por el hecho de contar con sistemas de filtrado en el equipo de ultrasonido GCTS-ULT-100, y haber trabajado con frecuencias por encima de 100 kHz, lo que evito la presencia del efecto de campo cercano.

### **Efecto de campo cercano**

Según Sánchez-Salineró et al. (1986), a una cierta distancia de la fuente la amplitud de una onda de corte (S) es insignificante en comparación con la onda de compresión (P), por lo tanto la onda de corte (S) durante un movimiento longitudinal (movimiento de compresión sin componente de corte), solamente existe a distancias que están muy cerca de la fuente. Esto se conoce como la onda de campo cercano. Del mismo modo, en un registro de movimiento de corte (movimiento transversal) hay dos acontecimientos presentes: uno que viaja a la velocidad de una onda de compresión ( $V_p$ ) y un segundo que viaja a la velocidad de una onda de corte ( $V_s$ ). El primer evento en este caso (la onda P), es el que se desintegra más rápido y representa el efecto de campo cercano.

Al tener más de una onda viajando en el suelo durante la excitación de los transductores, bien sean de compresión o de corte, se enmascara la llegada de las ondas dadas las componentes adicionales que se registran. Este efecto es el que dificulta la identificación del tiempo de arribo de las ondas en ensayos con elementos piezo-cerámicos; aspecto que no sucede en el registro de las señales en la presente investigación, por las razones que se exponen a continuación relacionadas con la frecuencia de excitación de los transductores.

La relación entre la longitud de la muestra, la frecuencia de excitación y la longitud de onda tienen una relación directa con el efecto de campo cercano y su incidencia en la identificación del arribo de las ondas. Esta relación es denominada como  $R_d$  (Sánchez-Salineró et al., 1986), y está definida como se muestra en la Ecuación 2-15:

$$R_d = \frac{L_m}{\lambda_w} = \frac{L_m F_w}{V_s} \quad \text{Ecuación 2-15}$$

Donde:

$F_w$ : Frecuencia de excitación de la señal de salida (emisor)

$L_m$ : Altura efectiva de la muestra

$\lambda_w$ : Longitud de onda

$V_s$ : Velocidad de propagación de la onda de corte.

Sánchez-Salineró et al. (1986) sugieren que cuando el valor de  $R_d$  es superior a 2 y menor a 4 el efecto de campo cercano puede ser ignorado. Viggiani & Atkinson (1995) mencionan que el efecto de campo cercano puede esconder y dificulta la identificación de la llegada de las ondas de corte cuando  $R_d$  está entre 0.25 y 4. Por su parte, Brignoli et al. (1996) encontró que cuando  $R_d$  es mayor a 4 (muy cercano a 5) no existe el efecto de campo cercano.

En la presente investigación se trabajó con muestras de 5cm de altura efectiva y frecuencias de excitación superiores a 100 kHz de manera que el parámetro  $R_d$  para todos los casos es muy superior a la recomendaciones de los autores antes citados, por lo que se descartó y comprobó en el registro de las señales, que el efecto de campo cercano no incide en la determinación de los tiempos de arribo.



## **3.Descripción del perfil de suelo**

### **3.1 Introducción**

Esta investigación se desarrolló sobre muestras provenientes de un perfil de suelo residual laterítico del departamento del Vichada, y se estudió la influencia de la microestructura en la rigidez máxima en condiciones edométricas para dos intensidades de meteorización. En este capítulo se describen las características físicas y la composición mineralógica de los dos horizontes, obtenidas a partir de ensayos de clasificación y mineralogía, confirmando la existencia de una microestructura cementada, diferente en composición para cada uno de los niveles del perfil.

### **3.2 Localización**

El departamento del Vichada está situado en la región oriental de Colombia, en la margen izquierda del río Orinoco y sobre la margen derecha del río Meta. Al norte limita con el departamento de Arauca y con la República Bolivariana de Venezuela, al este también con la República Bolivariana de Venezuela, al sur con el departamento del Guainía y el departamento del Guaviare, y al oeste con el departamento del Meta y el departamento del Casanare. El municipio de Cumaribo presenta temperaturas que oscilan entre 18° y 36°C, precipitación pluvial que varía entre los 1.500 y los 2.540 mm/año con máximas lluvias de abril a septiembre y mínimas de febrero a marzo (Cumaribo, 2013).

El corregimiento de El Viento, es una inspección del municipio de Cumaribo, Departamento del Vichada. Se localiza a una distancia de 320 km de la ciudad de Villavicencio y a 580 km de Puerto Carreño, capital del departamento (Figura 3-1). El lugar de donde se extrajeron las muestras de suelo se localiza a 55 km del corregimiento de El Viento, en la vía que conduce hacia Cumaribo. En la Figura 3-2, se presenta la ruta directa desde el corregimiento de El Viento hasta el lugar del muestreo.

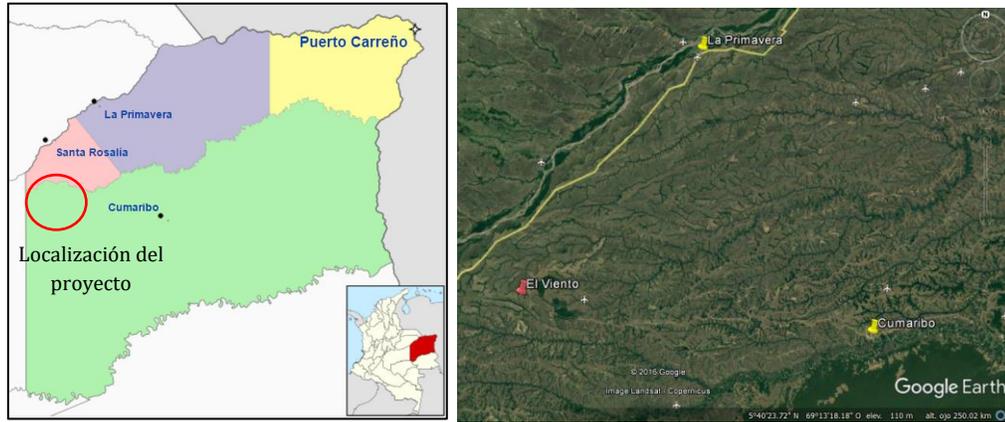


Figura 3-1: Localización general del proyecto (Adaptado de Google Earth, 2016).

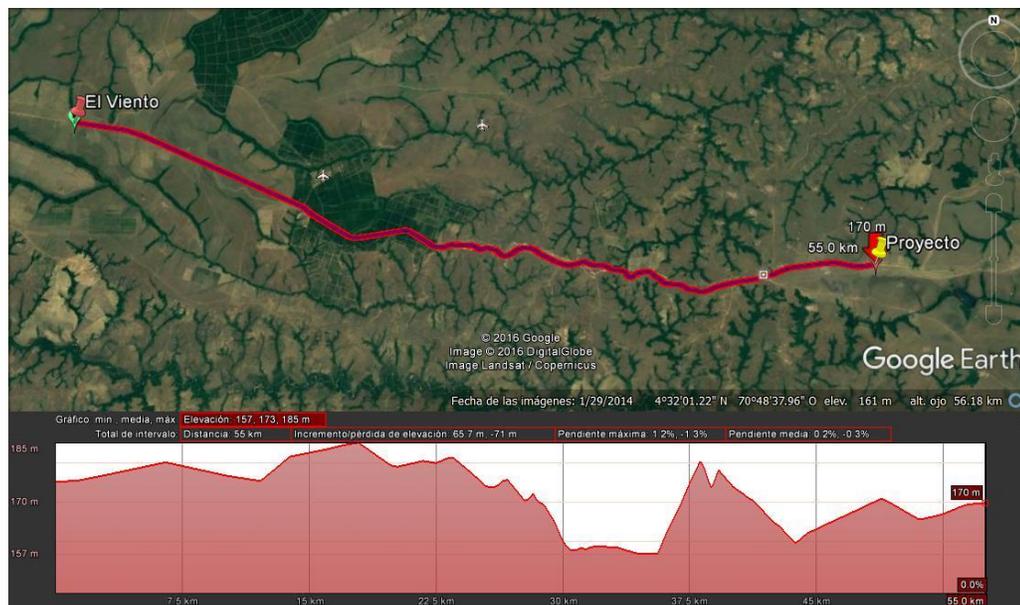


Figura 3-2: Localización del lugar de extracción de las muestras para el proyecto (Google Earth, 2016).

### 3.3 Exploración del subsuelo

Las labores de exploración geotécnica consistieron en la ejecución de apiques o calicatas, extrayendo el material de una zona en la cual se había excavado una zanja paralela a la vía mediante equipo mecánico (ver Fotografía 3-1).



Fotografía 3-1. Localización de la zona de exploración al margen de la vía que conduce de El Viento a Cumaribo. N 04°30'07.8, W 70°36'33.3" (Ceiba-Dromos, 2014)

Las muestras de suelo fueron extraídas en bloques (ver Fotografía 3-2) y empacadas cuidadosamente con el fin de preservar sus propiedades. Fueron recubiertas con una capa de parafina y posteriormente envueltas en papel de vinilo. A la llegada al laboratorio de Geotecnia de la Universidad Nacional fueron guardadas en un cuarto de humedad relativa y temperatura controladas, hasta el momento de su uso.



Fotografía 3-2. Detalle de la excavación de la cual se extrajeron los bloques de suelo. Localización N 04°30'07.8, W 70°36'33.3" (Ceiba-Dromos, 2014)

A partir de las actividades de exploración de campo se lograron diferenciar dos niveles de meteorización o estratos de suelo laterítico, distribuidos en profundidad tal y como se

presenta en la Tabla 3-1, qué describe el perfil encontrado desde la superficie hasta una profundidad de 1.80 m.

<b>0.00m - 0.25m</b>	<b>Limo orgánico</b>
	<p>Nivel de material orgánico, con presencia de vegetación y material radicular, embebido en matriz de arcillas y limos de color café claro a habano. Evidencia de oxidación en pequeños surcos.</p>
<b>0.25m - 0.75m</b>	<b>Arcilla con limo de color amarillo a café (<i>Horizonte 1</i>)</b>
	<p>Arcillas de alta plasticidad con presencia de limo, clasificadas como CH según el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS), de color amarillo a café, de consistencia media, contenido de agua natural bajo, con un 94% de partículas de tamaño arcilla. En los primeros centímetros del estrato se evidencia presencia de materia orgánica y raíces. Al tacto resulta ser un material muy frágil que se fragmenta con facilidad.</p>
<b>0.75m - 1.80m</b>	<b>Arcilla con limo de color café a rojizo (<i>Horizonte 2</i>)</b>
	<p>Arcillas de alta plasticidad con presencia de limo, clasificadas como CH según el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS), de color café claro a rojizo, con un mayor contenido de hidróxidos de hierro que le dan esa tonalidad. De consistencia media a alta, contenido de agua bajo y con un 95% de partículas de tamaño arcilla. Poco contenido de materia orgánica. Al tacto se presenta frágil pero menos que el estrato superior.</p>

Tabla 3-1. Perfil estratigráfico obtenido a partir de las actividades de exploración de campo (Ceiba-Dromos, 2014)

### 3.4 Marco geológico

Los suelos estudiados deben sus características particulares a eventos geológicos regionales recientes. El servicio geológico colombiano SGC (2012) menciona que: “Durante el Pleistoceno se presentó un fallamiento regional que condujo a la formación del río Meta con levantamiento del bloque al oriente del río Meta con respecto al bloque occidente adyacente a la Cordillera Oriental”. Antes de dicho fallamiento, los depósitos del área del Vichada provenían del Piedemonte Llanero y del Escudo de Guyana hacia el área del río Orinoco. Un clima caracterizado por altas temperaturas y con periodos de sequía y lluvias condujo a la meteorización de los sedimentos depositados antes del levantamiento regional dando como resultado la formación de un perfil típico laterítico (Ceiba-Dromos, 2016). En la Figura 3-3 se presenta un extracto del plano geológico regional (*plancha 253-Guacamayas*) a la cual se accede a través del portal web del servicio geológico colombiano.

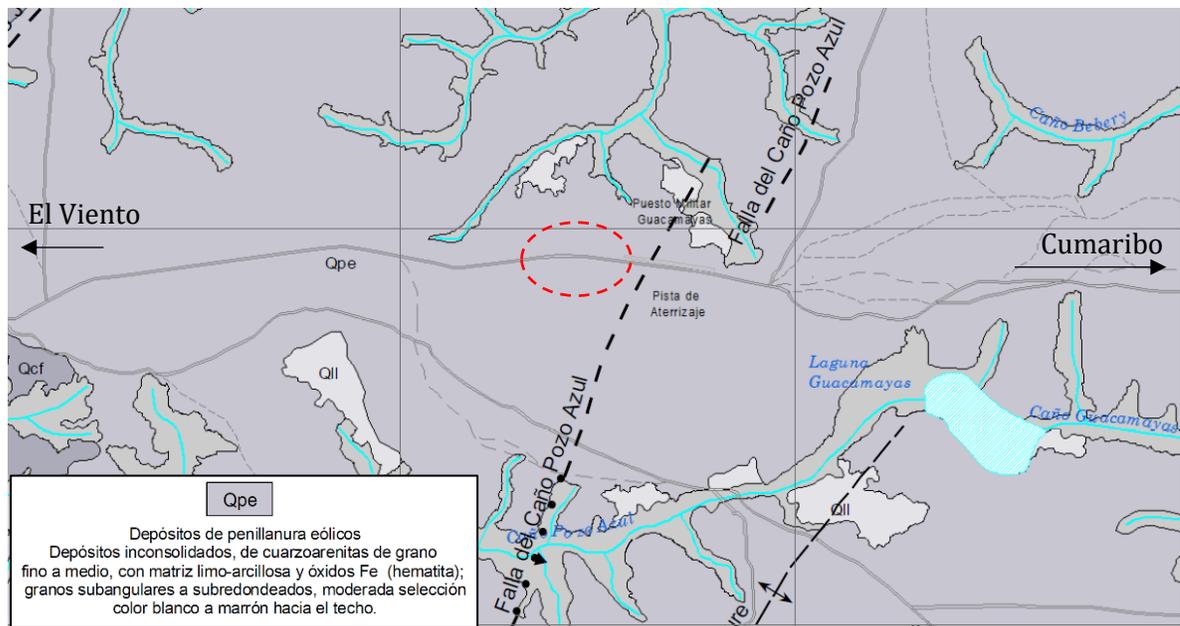


Figura 3-3: Geología de la plancha 253 - Guacamayas. En el círculo rojo se enmarca la zona de estudio. (SGC, 2012).

En el círculo punteado de la Figura 3-3 se encuentra la zona de estudio, en la cual se extrajeron los bloques con las muestras de suelo que se analizaron en la presente investigación.

### 3.4.1 Estratigrafía

La estratigrafía del sector está conformada básicamente por depósitos del cuaternario de origen aluvial, eólico y depósitos pedogenizados asociados a costras ferruginosas, cubriendo rocas del Neógeno conformadas por sedimentos de origen continental no diferenciados (SGC, 2012). En la Tabla 3-2 se presentan las unidades lito-estratigráficas que componen la geología del sector. Específicamente la zona en la cual se extrajeron las muestras se localiza sobre la unidad del cuaternario denominada *sedimentos de penillanura eólica (Qpe)*.

CARTOGRAFÍA GEOLÓGICA DE LA PLANCHA 253 - GUACAMAYAS BLOQUE 9. DEPARTAMENTO DEL VICHADA. CUADRO DE CORRELACIÓN DE UNIDADES						
Tomado de la Carta Cronoestratigráfica Internacional 2010.			UNIDADES LITOESTRATIGRÁFICAS			
EDAD	PERÍODO	ÉPOCA	Depósitos Recientes			
			Aluviales		Eólicos	
Cenozoico	Cuaternario (Q)	Holoceno	Depósitos de Cauce Aluvial (Qac)	Depósitos de Llanura de Inundación (Qll)	Depósitos Eólicos (Qe)	Depósitos de Penillanura Eólica (Qpe)
		Pleistoceno (Superior)				
		Sedimentos Pedogenizados Asociados a Costras Ferruginosas (Qcf)				

Tabla 3-2. Unidades litoestratigráficas informales del proyecto. Cartografía geológica del Bloque 9, Departamento del Vichada (SGC, 2012).

#### Sedimentos de penillanura eólica (Qpe)

Esta formación corresponde a las grandes extensiones de sabana y existen zonas en las cuales se han observado espesores de hasta 10m (SGC, 2012). En la memoria geológica de la plancha 253 (SGC, 2012), se menciona que la unidad de sedimentos de perillanura eólica “consta de bancos no consolidados de arenas de cuarzo, de grano fino a medio de color amarillo a marrón con líticos y escasa matriz de lodo y restos de orgánicos”. Subyaciendo esta unidad se encuentran niveles de arcillas y limos de color amarillo a rojizo, con altos contenidos de hidróxidos de hierro y aluminio. Tal y como menciona el SGC (2012), el contacto es neto a transicional con la unidad de costras ferruginosas Qcf. Forma planicies levemente onduladas

con pendientes de 1 a 3%. Por posición estratigráfica y palinología se asume la edad del Pleistoceno superior al Holoceno, con un origen mixto con ambientes de depósitos de origen eólico y los ambientes de llanuras aluviales (SGC, 2012).

Generalmente esta unidad se encuentra formando los extensos depósitos no consolidados de arenas de cuarzo y de líticos, con matriz limo-arcillosa, óxidos de hierro, materia orgánica y ocasionalmente huellas de bioturbación (SGC, 2012). En la Fotografía 3-3 se presenta un paisaje típico modelado por los procesos geomorfológicos de origen eólico, el cual resulta ser el agente erosivo más importante en la región.



Fotografía 3-3. Paisaje de colinas bajas compuestas por depósitos de arenas eólicas, no consolidados. Vía El Viento Tres Matas. Coordenadas N = 997775; E = 1011235. (SGC, 2012).

En la Fotografía 3-3 se distinguen los colores característicos (café a rojizo) en los depósitos de la zona de El Viento hacia Cumaribo. Se observan además niveles lenticulares de arenas (1) cubriendo parcialmente las arcillas y limos que se estudian en la presente investigación (2). También se logran apreciar fragmentos líticos pertenecientes a la unidad de costras ferruginosas o cuarzoarenitas ferruginosas (3) según el SGC (2012).

### 3.5 Caracterización Química y Mineralógica

El comportamiento mecánico y las características geotécnicas que presentan los suelos residuales y específicamente los lateríticos, están influenciados por los procesos de formación (génesis), características morfológicas, el grado de meteorización y composición química y mineralógica; todo esto a su vez determinado por el efecto de los factores pedogenéticos (material parental, climatología, vegetación, etc.). El proceso de alteración que da lugar a los suelos lateríticos influye además en la formación de minerales de arcilla, los cuales ejercen gran influencia en las propiedades geotécnicas como la plasticidad, la rigidez, la deformabilidad (Gidigasú, 2012)

#### 3.5.1 Mineralogía del Horizonte 1 (superior)

Las Figura 3-4 y Figura 3-5 muestran una imagen del microscopio electrónico de barrido (SEM por sus siglas en inglés) y la espectroscopia de energía dispersiva de rayos x (EDX por sus siglas en inglés) de la muestra *1\_VA\_Oct* y *1\_VA\_Nov* respectivamente, correspondientes al horizonte 1 del perfil estudiado (ver Tabla 3-1). Se observa que los elementos presentes en el suelo son carbono (C), oxígeno (O), magnesio (Mg), aluminio (Al), silicio (Si), potasio (K), titanio (Ti) y hierro (Fe). Esta figura muestra en particular minerales de arcilla agregados en hidróxidos de Al, óxidos e hidróxidos de Fe (A), cuarzo de tamaño arena fina (B) y óxido de Ti tamaño limo (C) (Ceiba-Dromos, 2016).

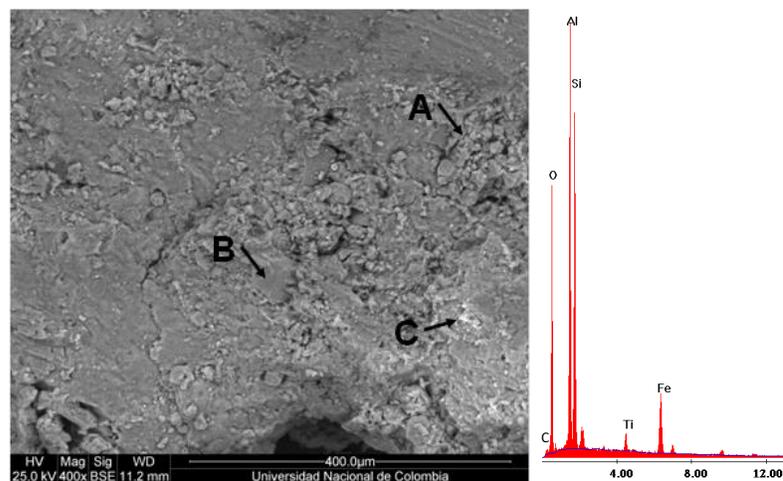


Figura 3-4: Resultado de SEM y EDX de la muestra *1\_VA\_Oct* para el horizonte 1. A: arcillas (caolinita e illita) agregadas en hidróxidos de Al. B: cuarzo. C: óxido de Ti. Tomado de (Ceiba-Dromos, 2016)

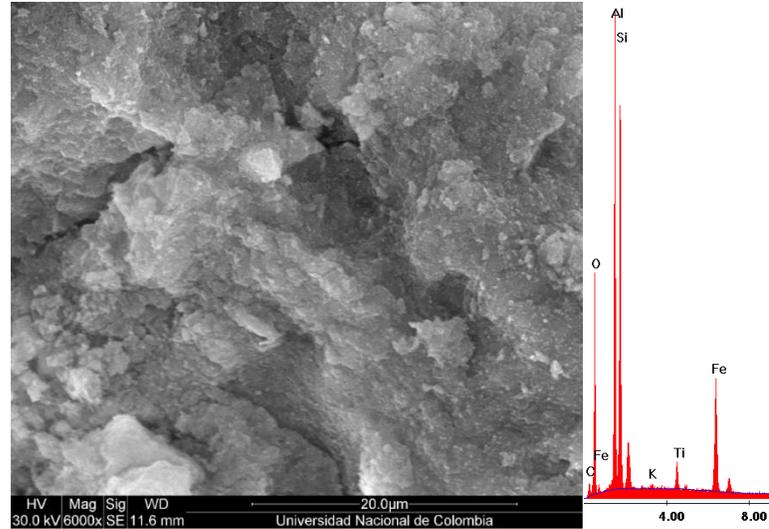


Figura 3-5: Resultado de SEM y EDX de la muestra *1\_VA\_Nov* del horizonte 1. La muestra corresponde a arcillas agregadas en hidróxidos de Al. Tomado de (Ceiba-Dromos, 2016)

El hecho de encontrar partículas de arcilla y cuarzo agregadas dentro de los hidróxidos de aluminio (Figura 3-4 y Figura 3-5), se constituye como la evidencia de la presencia de una microestructura cementada, incrementando las propiedades de resistencia y rigidez del material en condición natural.

La elevada proporción de óxidos de hierro y aluminio en comparación con otros componentes químicos en el suelo es un rasgo característico de los suelos lateríticos. Gidigasú (2012) presenta en la Tabla 3-3 una comparación de los componentes químicos más comunes encontrados en diferentes suelos lateríticos del mundo. De allí se puede concluir que las cantidades encontradas en el horizonte 1 estudiado encajan con esta descripción.

<i>Type:</i>	Ferruginous bauxite laterite	Detrital laterite	Laterite	Laterite	Laterite	Concretionary iron-stone	Laterite on gneiss	Laterite over Trachy-Ande-site	Ferruginous laterite	Aluminous laterite	Bauxite-laterite
<i>Locality:</i>	Satara India	Madras	Nigeria	Coolgardie Australia	Ora Banda Australia	British Guiana	Sudan	Jawa	Lawra Ghana	Goaso Ghana	Yenahin (Kumasi) Ghana
<i>Reference*:</i>	W. and W.	W. and W.	J.M.C.	E.S.S.	E.S.S.	J.B.H.	M. and B.	M. and B.	J. and J.	J. and J.	J. and J.
Total											
SiO <sub>2</sub>	0.9	34.8	26.5	2.6	3.5	5.7	34.92	37.00	23.96	21.91	0.71
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	26.3	6.7	19.9	4.3	16.4	7.1	30.73	28.84	16.69	15.75	59.71
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	56.0	47.4	36.7	80.0	60.6	76.3	12.52	8.95	43.58	45.13	8.46
FeO	—	—	—	—	—	—	—	ND	0.32	—	—
MgO	—	—	—	—	—	—	1.25	0.73	0.21	0.28	—
CaO	—	—	—	—	—	—	0.76	0.40	0.24	0.31	—
Na <sub>2</sub> O	—	—	—	—	—	—	0.90	2.98	—	—	—
K <sub>2</sub> O	—	—	—	—	—	—	0.60	—	—	—	—
TiO <sub>2</sub>	1.6	tr.	1.1	6.1	1.3	0.3	1.02	1.02	1.1	2.17	3.25
H <sub>2</sub> O	14.4	10.7	—	—	10	8.02	1	13.39	13.60	13.60	27.95

Tabla 3-3. Composición química típica de diferentes lateritas. (Gidigas, 2012).

Gidigas (2012) menciona que las bases (CaO, MgO, K<sub>2</sub>O, Na<sub>2</sub>O) por lo general están ausentes en los suelos lateríticos; sin embargo, el hecho de encontrar minerales como el magnesio (Mg) y potasio (K), está relacionado con la génesis y el ambiente de formación, asociado a depósitos aluviales y de costras ferruginosas.

El contenido de sílice, que se encontró en el análisis químico, está por encima de los hidróxidos de hierro, lo que también se observa en algunos de los suelos típicos mostrados en la Tabla 3-3. Gidigas (2012) menciona además que a pesar de que la sílice combinada por lo general es baja en suelos lateríticos, en algunos casos pueden estar en cantidades significativas, probablemente en forma de caolín, mineral que efectivamente se encontró, en una proporción del 18% tal y como se observa en la Figura 3-6, la cual muestra el resultado del análisis de difracción de rayos x (XRD por sus siglas en inglés) de la muestra *EVA\_XRD* tamaño limo y arcilla.

Los principales minerales que se identificaron en el XRD y que se muestran en la Figura 3-6 son: cuarzo, hidróxidos de aluminio (Gibbsita y Diásporo), arcillas (caolinita e illita) e hidróxidos de hierro (Ferrihidrita) y Anatasa.

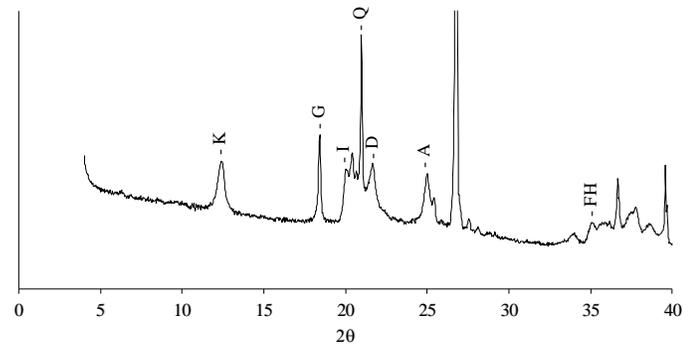


Figura 3-6: XRD del Horizonte 1. K: Caolinita, G: Gibbsita, I: Illita, Q: Cuarzo, D: Diásporo, A: Anatasa y FH: Ferrihidrita. Tomado de (Ceiba-Dromos, 2016).

El hecho de encontrar cuarzo en una elevada proporción, siendo que este mineral por lo general se encuentra ausente o presente en un limitado conjunto de suelos lateríticos (Sherman, 1952), está asociado a la génesis de la formación geológica *sedimentos de penillanura eólica (Qpe)*, a la cual pertenece el suelo estudiado y puede llegar a ser un indicativo de la competencia del suelo a nivel de fábrica, para la condición en la cual los enlaces cementantes se deshagan y la resistencia se movilice a nivel de partículas.

### 3.5.2 Mineralogía del Horizonte 2

La Figura 3-7 muestra la imagen de 20  $\mu\text{m}$  del microscopio electrónico de barrido y la espectroscopia de energía dispersiva de rayos x de la muestra *5\_VB\_Nov* perteneciente al Horizonte 2. Se observa que los elementos presentes en el suelo son básicamente los mismos que se encontraron en el horizonte suprayacente (horizonte 1), siendo estos carbono (C), oxígeno (O), sodio (Na), magnesio (Mg), aluminio (Al), silicio (Si), potasio (K), titanio (Ti) y hierro (Fe). Al igual que en el horizonte 1, esta resulta ser una muestra rica en Al.

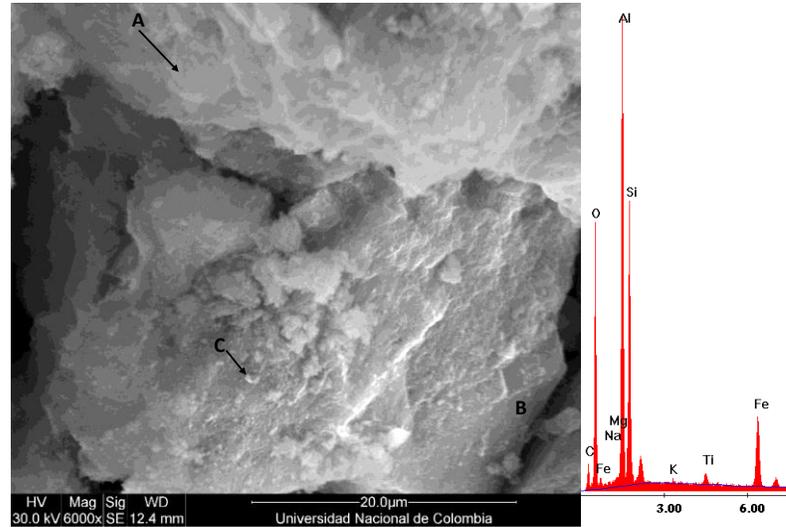


Figura 3-7: Resultado de SEM y EDX de la muestra 5\_VB\_Nov del horizonte 2. A: arcillas (caolinita e illita) agregadas en hidróxidos de Al. B: cuarzo. C: óxido de Ti. Tomado de (Ceiba-Dromos, 2016).

El horizonte 2, en comparación con el 1, registra un contenido de silicio más bajo, lo cual, como se vio anteriormente está asociado al avance de los procesos de meteorización más fuertes en el horizonte 1, los cuales tienen como principal producto secundario, la formación del mineral caolinita. La presencia de este mineral de arcilla, en comparación con la illita y la montmorillonita, está asociada a un mejor comportamiento mecánico (Dumbleton, 1963 citado por Gidigasú, 2012). Adicionalmente, se observa que el horizonte 2 registra un mayor contenido de óxido de hierro, lo cual también está asociado al avance de los procesos de alteración, ya que al estar próximo a la superficie, el horizonte 1 está sometido a procesos de humedecimiento secado, y según Gidigasú (2012) este continuo cambio en el contenido de agua se refleja en un grado creciente de hidratación y pérdida del hierro y otros compuestos en el suelo, y se manifiesta en un color marrón o amarillo en lugar de uno rojo, lo cual es evidente en el perfil de suelo estudiado, donde el nivel superior tiene una tonalidad amarilla a marrón y el subyacente es claramente más rojizo.

La Figura 3-8 muestra el resultado del ensayo de difracción de rayos x de la muestra VB\_XRD tamaño limo y arcilla. Los principales minerales presentes son: cuarzo, hidróxidos de aluminio (Gibbsita y Diásporo), arcillas (caolinita e illita), ferrihidrita, maghemita y rutilo.

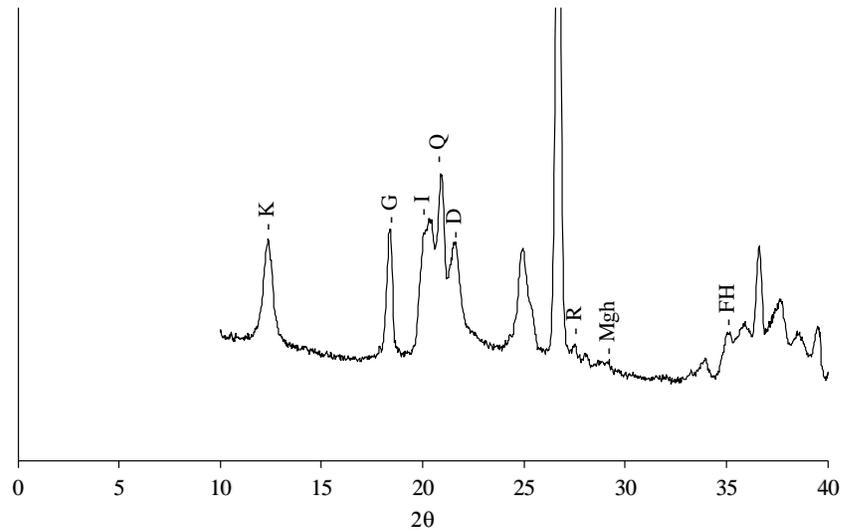


Figura 3-8: XRD para el Horizonte 2. K: Caolinita, G: Gibsita, I: Illita, Q: Cuarzo, D: Diásporo, R: Rutilo, Mgh: Maghemita y FH: Ferrihidrita. Tomado de (Ceiba-Dromos, 2016).

En la Figura 3-8 se observa que los componentes principales del horizonte 2 son el cuarzo, minerales de arcilla y gibsita, la cual se asocia con los hidróxidos de hierro. El horizonte 2 tiene un mayor contenido de illita y un menor contenido de caolinita, en comparación con el horizonte 1, lo cual está asociado nuevamente al hecho de que el horizonte 1 se ha visto más afectado por los procesos de meteorización. Esto se explica de manera gráfica en la Figura 3-9, donde se observa que el producto final de la reducción u oxidación y lixiviación a partir del material parental, o la lixiviación de micas hidratadas (illita) es la caolinita, de ahí que el horizonte más alterado tenga un mayor contenido de este mineral de arcilla, y por el contrario el horizonte 2 un mayor contenido de illita.

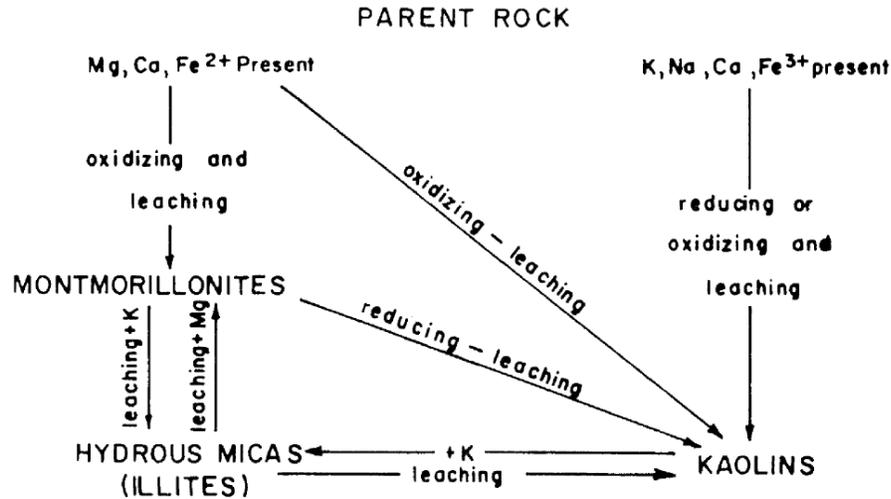


Figura 3-9: Formación de minerales de arcilla a partir de diferentes condiciones de meteorización (Frederickson, 1952 tomado de (Gidigas, 2012)).

### 3.5.3 Cuantificación del contenido de minerales

A partir de los resultados de los ensayos mineralógicos realizados sobre los dos horizontes del perfil de suelo, se pueden cuantificar los minerales e hidróxidos presentes en cada uno de los estratos. Dicha cuantificación se presenta en la Tabla 3-4.

Mineral	Horizonte 1 (%)	Horizonte 2 (%)
Cuarzo	23	22
Caolinita	18	12
Illita	13	19
Hidróxidos de Al	34	30
Hidróxidos de Fe	8	15
Óxidos de Ti	4	2

Tabla 3-4. Contenido de minerales para los Horizontes 1 y 2.

El grado de alteración de un horizonte de suelo con respecto al otro se refleja en la mayor cantidad de hidróxidos de aluminio y caolinita en el horizonte 1, y por su parte la mayor cantidad de hidróxidos de hierro e illita en el horizonte 2. Como ya se había mencionado, el hecho de que el horizonte 1 esté más próximo a la superficie lo hace susceptible a la acción de los procesos erosivos y de meteorización (incluida la lixiviación), así como los cambios en el

contenido de agua que hidratan los óxidos de hierro removiéndolos de las partículas de arcilla y cuarzo. De la misma forma, la lixiviación que sufre este estrato por estar en contacto directo con el agua y los cambios en la misma, hace que los minerales presentes formen caolinita. La variación en el contenido de sesquióxidos y por ende en la resistencia y rigidez de un perfil de suelo residual o laterítico fue esquematizada por Blight (2012), como se muestra en la Figura 3-10, donde se puede apreciar que en la medida que baja el nivel de alteración de los materiales, se reduce la cantidad de sesquióxidos y la resistencia, hasta un punto en el cual la influencia de las características del material parental predominan y se reduce el nivel de meteorización.

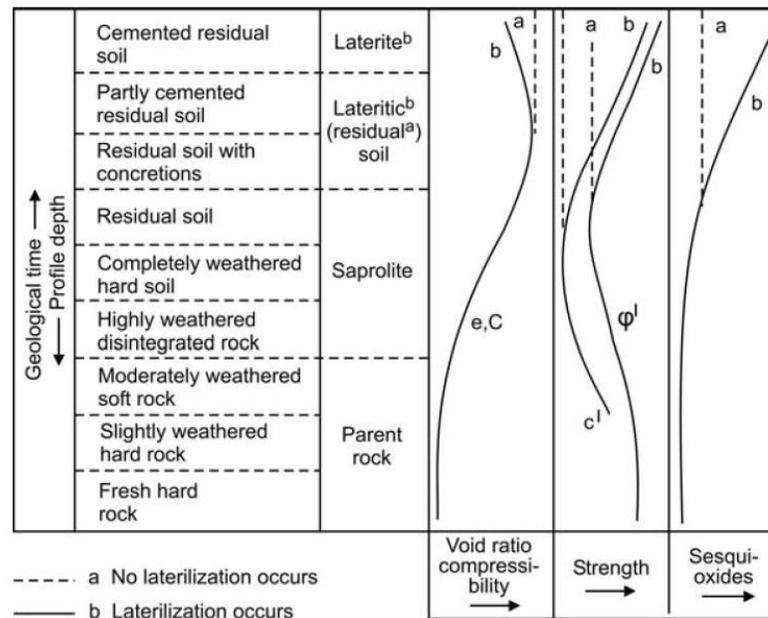


Figura 3-10: Variación en la relación de vacíos, resistencia y contenido de sesquióxidos en un perfil de suelo residual y laterítico típico (Blight G. E., 2012)

Los hidróxidos de hierro y aluminio son los que determinan las condiciones micro-estructurales del suelo (junto con los clastos minerales), de manera que la diferencia que registran estas dos componentes, está directamente relacionada con el comportamiento mecánico y la rigidez de los dos horizontes. Existe una diferencia notable en el contenido de hidróxidos de hierro, encontrando que el horizonte 2 (subyacente) registra un 47% más de esta componente, comparado con el horizonte 1 o superior. Este hecho ya fue explicado y atribuido al mayor grado de alteración que presenta el horizonte 1. De manera contraria, se encontró que el horizonte 1 presenta una mayor cantidad de óxidos de aluminio (12% más)

en comparación con el horizonte 2, lo que de igual manera está asociado a la lixiviación de los iones por la fluctuación en la condición de saturación del suelo durante eventos de precipitación y sequía. Este proceso de lixiviación en condiciones de fluctuación de agua fue reproducido en condiciones controladas por Pedro (1961), encontrando que en la parte superficial de la zona de fluctuación, predomina la gibsita (asociada a los óxidos de aluminio) y en profundidad el contenido de gibsita disminuye incrementando notablemente el de goethita (asociada a los óxidos de hierro), tal y como se aprecia en la Figura 3-11.

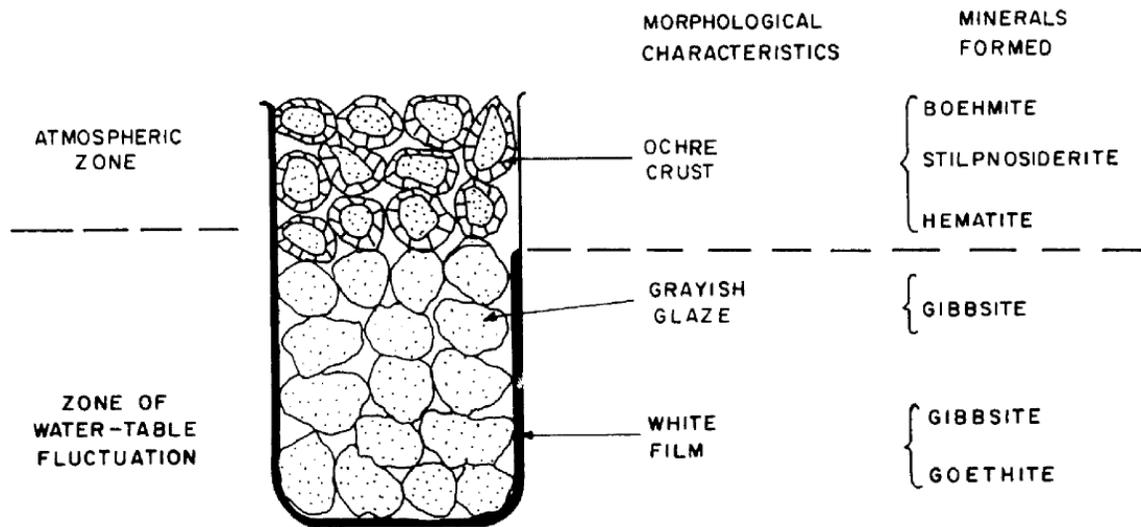


Figura 3-11: Resultados de lixiviación controlada en laboratorio en un periodo de dos años (Pedro, 1961).

A partir de los resultados reportados en la Tabla 3-4, se presenta en la Figura 3-12 el análisis grafico de las diferencias composicionales de los dos horizontes. Los valores positivos corresponden al exceso de componentes en el horizonte 1, y de manera contraria, los valores negativos corresponden a los excesos del horizonte 2. Como ya se ha venido mencionando, la gran diferencia radica en la mayor cantidad de hidróxidos de aluminio y caolinita presentes en el horizonte 1, y por su parte, la mayor cantidad de hidróxidos de hierro e illita en el horizonte 2. La componente cementante que predomina en los dos horizontes son los óxidos de aluminio, presentes en un 34% en el horizonte 1 y en un 30% en el horizonte 2, y en menor medida los óxidos de hierro, con exceso del 47% en el horizonte 2. La conformación microestructural del horizonte 1, vista en términos de los clastos de caolinita y cuarzo embebidos en hidróxidos de aluminio (y hierro en menor cantidad), supone un mejor escenario de comportamiento

mecánico, comparado con el horizonte 2, lo cual se confirmó luego de realizar los ensayos mecánicos y evaluar la rigidez de los dos horizontes.

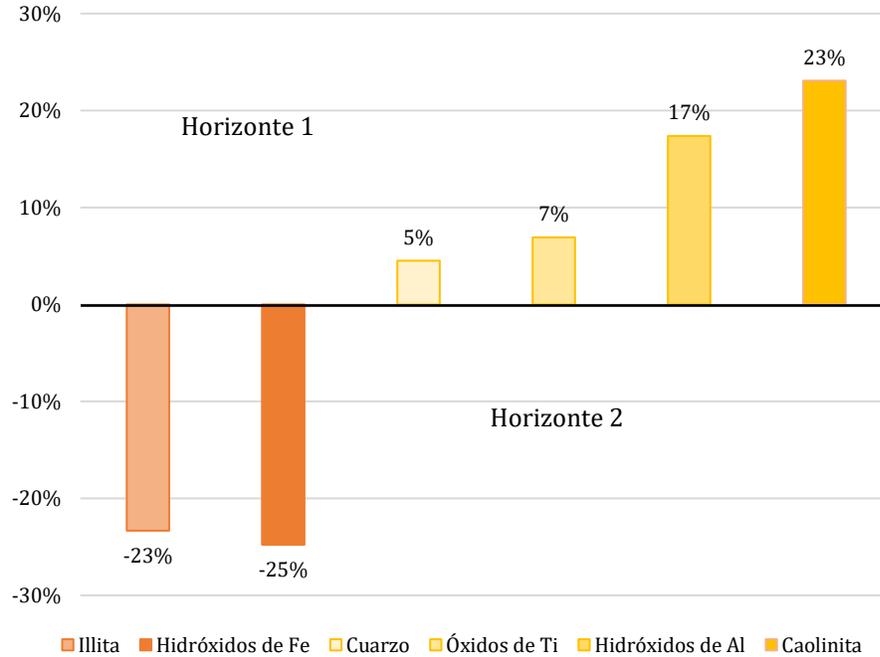


Figura 3-12: Diferencia porcentual en la presencia de componentes micro estructurales para los dos horizontes. Los valores positivos corresponden a excesos en el horizonte 1 y los negativos a excesos en el horizonte 2.

### 3.6 Propiedades índice del perfil de suelo estudiado

Las propiedades índice, como su nombre lo indica, sirven para señalar características físicas con el fin de conocer cualitativamente el comportamiento de los suelos y enmarcarlo en un sistema de clasificación.

Para tal fin, se realizaron ensayos para la obtención de las propiedades índice de los dos horizontes investigados, tales como el contenido de agua, el peso unitario total, la gravedad específica de los sólidos del suelo, la distribución granulométrica de las partículas y las características de plasticidad; esto permite clasificar los dos horizontes según el sistema unificado de clasificación de suelos (USCS por sus siglas en ingles), y así tener un marco de referencia para comparar los resultados con los que se reportan en la bibliografía. La

normativa que se adoptó para la realización de los ensayos fue la de la Asociación Americana para Pruebas y Materiales (ASTM por sus siglas en inglés), y en el entorno colombiano se tomó como referencia la norma técnica colombiana (NTC) y las normas de ensayo para materiales de carreteras del instituto nacional de vías (INVIAS). El detalle de las normas usadas se presenta en la Tabla 3-5.

ENSAYO	ASTM	NORMA TECNICA COLOMBIANA	NORMA DE ENSAYO PARA MATERIALES DE CARRETERAS
Determinación en laboratorio del contenido de agua de muestras de suelo	ASTM D2216-10	NTC 1495	I.N.V.E 122-10
Determinación del límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad de los suelos	ASTM D4318-10e1	NTC 4630, 1504	I.N.V.E 125, 126-10
Determinación del tamaño de las partículas de los suelos	ASTM D6913-09e1	NTC 1522	I.N.V.E 123-10
Determinación de la gravedad específica de los suelos	ASTM D854-14	-	I.N.V.E 128-10
Relaciones de contenido de agua peso unitario seco en los suelos. Ensayo normal de compactación	ASTM D698-12e2	-	I.N.V.E 141-10

Tabla 3-5. Normativa utilizada para la ejecución los ensayos

### 3.6.1 Contenido de agua y plasticidad

Los suelos que fueron formados bajo condiciones similares de meteorización son conocidos por tener características físicas, mineralógicas y geotécnicas afines, razón por la cual se han propuesto sistemas simples de identificación basados en la relación que existe entre sus condiciones de plasticidad y factores pedogenéticos. De igual manera, las condiciones de plasticidad están influenciadas por los factores de formación del suelo y dependen de los minerales de arcilla que se produjeron, según el avance de la meteorización, de manera que el comportamiento mecánico y condiciones de rigidez están relacionadas en alguna medida con la plasticidad; sin embargo, diversos estudios han revelado que no existe una única relación entre las condiciones genéticas de los suelos lateríticos con las características de plasticidad, debido a que el contenido de arcilla es muy variable, esto se ha explicado en términos del grado de lixiviación y laterización; a medida que el recubrimiento de sesquióxidos en las partículas de arcilla avanza en varios grados, la influencia relativa del contenido de arcilla como factor de

control en la determinación del índice de plasticidad de algunos suelos lateríticos se hace menos marcada (Gidigasú, 2012).

Los resultados que se obtuvieron para los dos horizontes de suelo en cuanto a su contenido de agua en los diferentes estados límite, se presenta en la Tabla 3-6.

Horizonte	ID	$\omega$ (%)	LL (%)	LP (%)	IL (%)	IP (%)	Ic (%)
Horizonte 1 (superior)	EV-H1	29.0	57.6	26.3	0.09	31.3	0.9
Horizonte 2	EV-H2	32.5	60.1	32.5	0.00	27.6	1.0

Tabla 3-6. Contenido de agua y plasticidad

Donde:

- EV-H1: Horizonte 1 (superior) del perfil analizado
- EV-H2: Horizonte 2 del perfil analizado
- $\omega$ : contenido de agua de las muestras en estado natural
- LL: Límite líquido
- LP: Límite plástico
- IL: Índice de liquidez
- IP: Índice de plasticidad
- IC: Índice de contracción

Los dos horizontes tienen más del 90% de contenido de finos, y el índice de plasticidad que se obtuvo clasifica en ambos niveles como *arcillas de alta plasticidad (CH)*. Dumbleton y West (1966) referenciados por Gidigasú (2012), presentan en la Figura 3-13 una carta de plasticidad para arcillas caoliníticas tropicales, allí se observa que los valores de plasticidad (límite líquido e índice de plasticidad) obtenidos para el perfil estudiado coinciden con las tendencias y umbrales reportados, dado que el origen geológico y la composición de caolinita son similares en ambos casos.

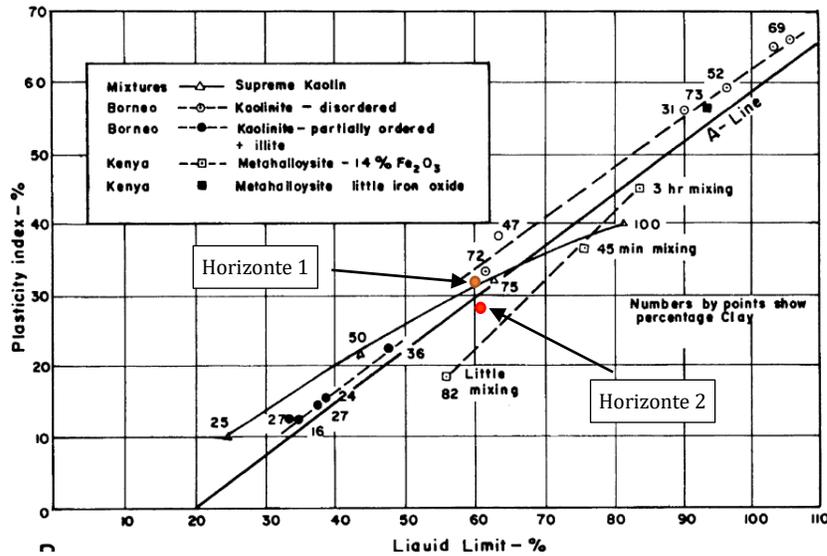


Figura 3-13: Carta de plasticidad para arcillas caoliníticas tropicales (Dumbleton y West, 1966 tomado de (Gidigasú, 2012)).

A partir del tamaño de las partículas y la plasticidad, también es posible determinar la actividad de las arcillas (actividad coloidal de Skempton), cuyo valor obtenido está dentro del rango que reportan los autores para suelos lateríticos, esto debido a que el mineral de arcilla predominante es caolinita. La literatura describe a los suelos lateríticos de manera general como inactivos (la actividad es menor de 1,25) (Gidigasú, 2012), lo cual coincide con los valores de actividad encontrados en los dos horizontes, obteniendo un valor de 0.33 para el horizonte 1 y 0.29 para el horizonte 2. Gidigasú (1972) estudio la influencia del contenido de sesquióxidos en la actividad de las arcillas, variando con el tamaño de las partículas para diferentes suelos residuales y no residuales, encontrando que un suelo de origen diferente al residual registra una actividad mayor dado el bajo contenido de sesquióxidos que registra, lo cual se puede apreciar en la Figura 3-14. Se observa que el rango de valores obtenido para ambos horizontes de suelo estudiado coincide con el que encontró Gidigasú (1972), para suelos lateríticos con características similares.

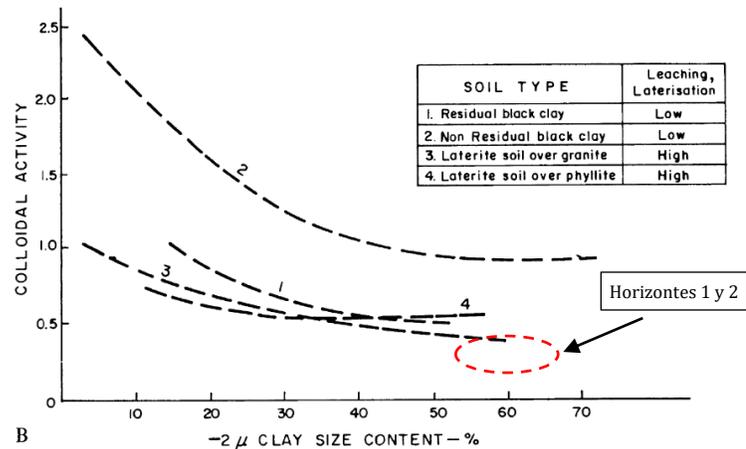


Figura 3-14: Relación promedio entre el contenido de arcilla y la actividad coloidal para varios suelos residuales lateríticos y no lateríticos (Gidigasú, 1972). Se enmarcan en el círculo rojo los valores registrados para los materiales de la presente investigación.

### 3.6.2 Distribución del tamaño de partículas

En el desarrollo de la mecánica de suelos se ha venido poniendo de manifiesto que muchas propiedades físicas de los suelos pueden estar relacionadas con la distribución granulométrica. Ejemplos de esto son la permeabilidad y la deformabilidad en suelos saturados, las cuales dependen en cierto modo de la distribución granulométrica, aunque otros factores que también influyen en éstas son independientes del tamaño de las partículas (Gidigasú, 2012).

Debido a la presencia de micro-estructura en los suelos lateríticos, la distribución granulométrica tiene características diferentes para la condición natural y remoldeada (cuando se remueven las partículas cementantes), por ejemplo Townsend (1970), ha demostrado que la eliminación del óxido de hierro libre así como el grado de remoldeo previo al análisis granulométrico tiene una influencia considerable en el resultado de la prueba en algunos suelos lateríticos, como se puede observar en la Figura 3-15, donde se aprecia que el hecho de remoldear y remover los óxidos libres resulta en un incremento del 35 al 65% en las partículas de arcilla. Por su parte Terzagui (1958), mostro la influencia del agente dispersivo en el contenido de partículas de arcilla de un suelo rojo compuesto mayormente por halloisita, encontrando que el uso de hexametáfosfato de sodio incrementa en un 20% el contenido de

arcillas, comparado con el oxalato de sodio. En la presente investigación se usó el hexametafosfato como agente dispersivo.

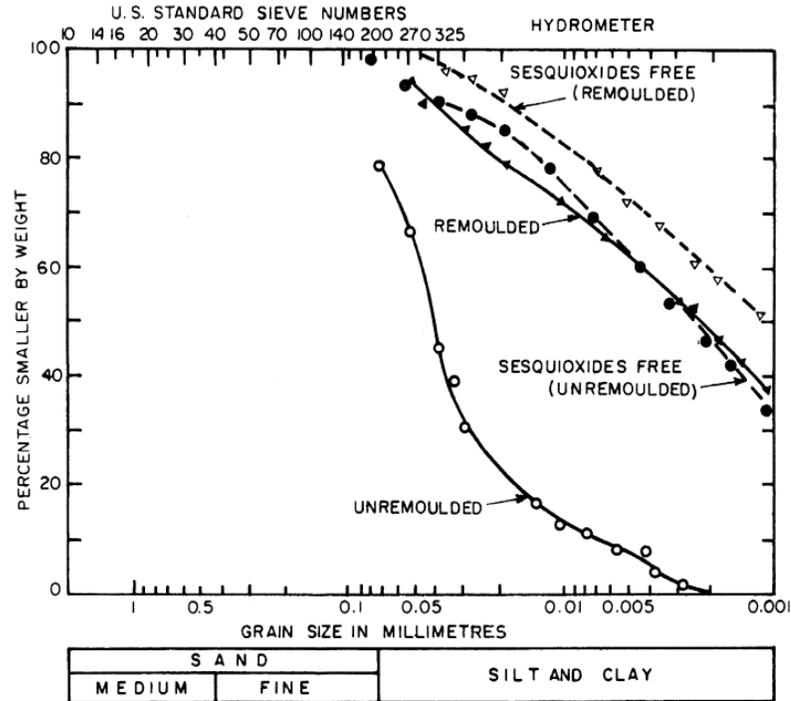


Figura 3-15: Efecto de la remoción de sesquióxido sobre el tamaño de las partículas de un suelo laterítico (Townsend, 1970).

En la Figura 3-16 se presenta la curva granulométrica obtenida para los dos horizontes de suelo estudiados, la cual registra el efecto del remoldeo y retiro de los sesquióxidos mencionado por Townsend (1970), razón por la cual en ambos casos más del 90% del material pasó el tamiz No200. El material en su estado natural se encuentra agrupado en fragmentos tamaño arena y gravas pequeñas, los cuales se disgregaron por remoldeo tratando siempre de no afectar la estructura mineral, para con esto obtener la distribución granulométrica. Se observa que la distribución de tamaño de partículas en los suelos de los dos horizontes es similar, dado que en ambos casos el contenido de minerales de arcilla fue aproximadamente el mismo. De igual manera la forma de la curva coincide con lo que reporta la bibliografía para suelos lateríticos con características similares, en estado remoldeado, habiendo también disuelto los enlaces cementantes mediante la adición del agente dispersivo.

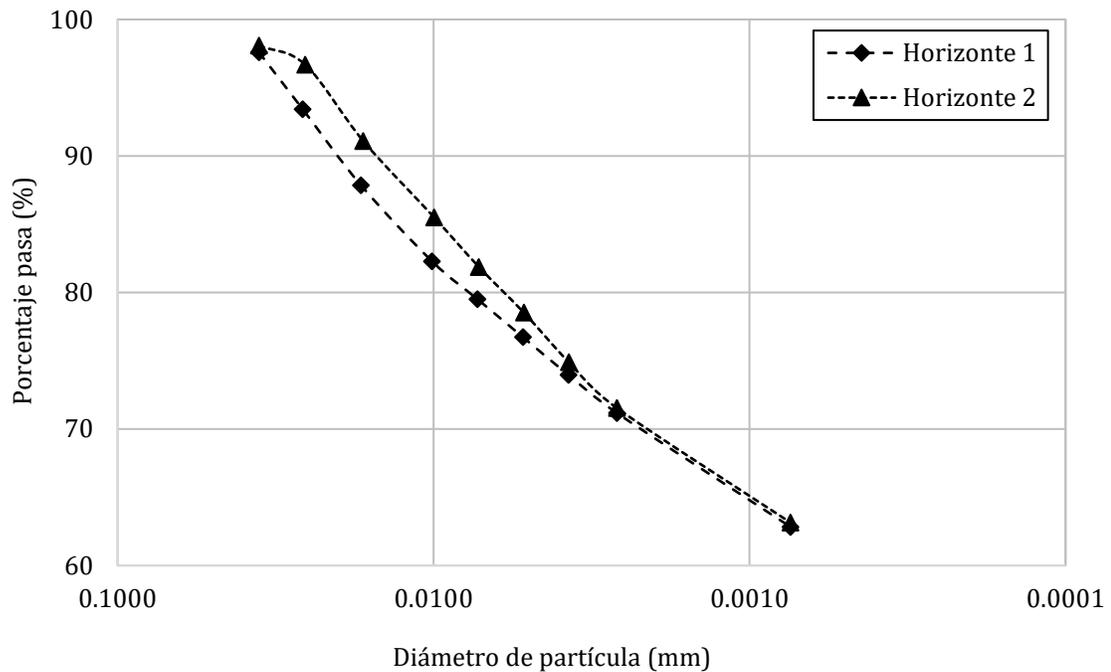


Figura 3-16: Curvas granulométricas para los dos horizontes de suelo analizados.

### 3.6.3 Gravedad específica

La gravedad específica es la relación de la masa con el volumen de un material dado, con respecto a la del agua a una temperatura de 4°C (Gidigasú, 2012). La gravedad específica es una propiedad importante en la mecánica de suelos, puesto que con ésta se obtiene la relación de vacíos, la porosidad y el grado de saturación. Adicionalmente, la gravedad específica es un indicativo de la evolución de los procesos de laterización, dado que la descomposición de partículas de cuarzo, la lixiviación de iones de hierro, o la acumulación de costras ferruginosas cambian el peso del material en estado seco.

Los suelos lateríticos tienen generalmente una gravedad específica entre 2,55 y 4,60 (Gidigasú, 2012); sin embargo, los suelos cuya génesis está asociada a materiales parentales ricos en cuarzo, sin un alto grado de laterización, tienen una gravedad específica entre 2,55 y 3,00. En el caso del perfil estudiado en la presente investigación, se encontró que el horizonte 1 tiene una gravedad específica de 2.79 y el horizonte 2 (subyacente) de 2.82, siendo esto consecuente con el mayor contenido de óxidos de hierro encontrado en el horizonte 2.

Adicionalmente, se hizo un ejercicio similar al que reporta Terzagui (1958) a partir del contenido de minerales, realizando una ponderación a partir del porcentaje contenido en el suelo (Ecuación 3-1), encontrando que la gravedad específica obtenida por este método resulta ser similar a la que se encontró en laboratorio (ASTM D854-14/ I.N.V.E 128-10), cuyo resultado para los dos horizontes se reporta en la Tabla 3-7. La diferencia radica en que la gravedad específica de los minerales está dada en rangos cuyos valores pueden variar, por ejemplo el caso de la ilmenita, asociada a los óxidos de titanio y cuya gravedad específica varía entre 4.5 y 5.0

$$G_s = \sum G_{s,m} * \frac{C_m}{100} \tag{Ecuación 3-1}$$

Donde:

- $G_s$ : Gravedad específica del suelo
- $G_{s,m}$ : Gravedad específica del mineral
- $C_m$ : Contenido de minerales en porcentaje

Mineral	Gravedad específica del mineral	Contenido de minerales		Gravedad específica calculada	
		Horizonte 1	Horizonte 2	Horizonte 1	Horizonte 2
Cuarzo	2.65	23%	22%	0.61	0.58
Caolinita	2.68	18%	12%	0.48	0.32
Illita	2.64	13%	19%	0.34	0.50
Hidróxidos de Al	2.48	34%	30%	0.84	0.74
Hidróxidos de Fe	4.20	8%	15%	0.34	0.63
Óxidos de Ti	4.50	4%	2%	0.18	0.09
				<b>Σ = 2.794</b>	<b>Σ = 2.870</b>

Tabla 3-7. Gravedad específica calculada a partir del contenido mineralógico de los dos horizontes

### 3.6.4 Características de compactación

Uno de las condiciones de estructura que se evaluó en esta investigación es la que alcanzan los materiales luego de que se compactan a la densidad máxima obtenida del ensayo proctor (ASTM 698-12/I.N.V.E 141-10), razón por la cual se obtuvo tanto el contenido de agua óptimo como la densidad seca máxima. Esta condición es muy importante dado que los terraplenes viales deben construirse como mínimo al 95% de la densidad obtenida en dicho ensayo (I.N.V.E -ART 220), además del hecho de que esta condición resulta ser el arreglo óptimo a nivel de

fábrica en el material desestructurado y un punto de referencia para evaluar la influencia de la estructura en el comportamiento mecánico del perfil de suelo.

En la Tabla 3-8 y en la Figura 3-17 se presentan los resultados obtenidos del ensayo de proctor, encontrando que la densidad seca máxima es mayor en el horizonte 1 (superior) que en el horizonte 2, para un contenido de agua similar. Esto se debe a la composición mineralógica del horizonte 2, el cual como se vio en el capítulo 3.5.3 *Cuantificación del contenido de minerales* registra un mayor contenido de arcilla y menor cantidad de cuarzo e hidróxidos de aluminio.

ID	$\gamma_d \text{ opt}$ KN/m <sup>3</sup>	$\omega \text{ opt}$ (%)
EV-H1	16.2	22.40
EV-H2	15.1	23.30

Tabla 3-8. Propiedades de compactación

Donde:

- EV-H1: Horizonte 1 o superior
- EV-H2: Horizonte 2
- $\gamma_d \text{ opt}$ : Densidad seca máxima
- $\omega \text{ opt}$ : contenido de agua óptimo de compactación

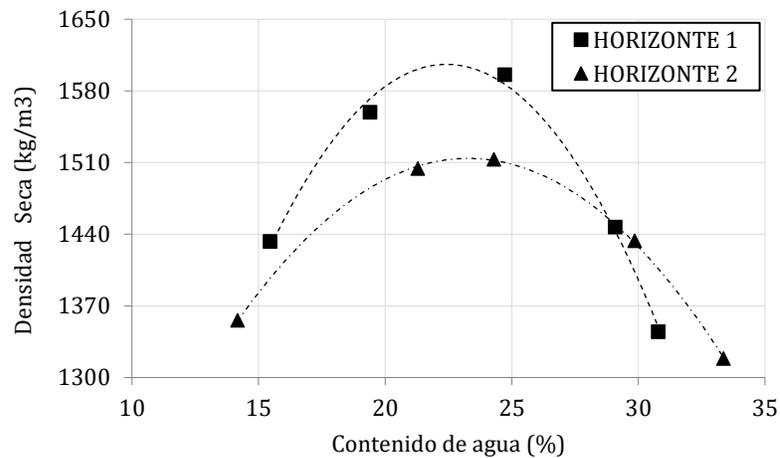


Figura 3-17: Curvas de compactación para los dos horizontes

Los resultados obtenidos muestran que las densidades secas máximas son bajas y los contenidos óptimos de agua son altos, lo cual es característico de los suelos lateríticos de grano

fino y se debe a la interacción entre minerales arcillosos y micáceos, cuya forma aplanada y mayor área superficial favorece la retención de agua y la reducción en la densidad. Gidigasú (2012) presenta en la Figura 3-18 la variación de la densidad seca máxima con el contenido óptimo de agua para suelos lateríticos con diferente tamaño de partículas, donde se observa que efectivamente los resultados obtenidos coinciden con lo que se espera para suelos con estas características.

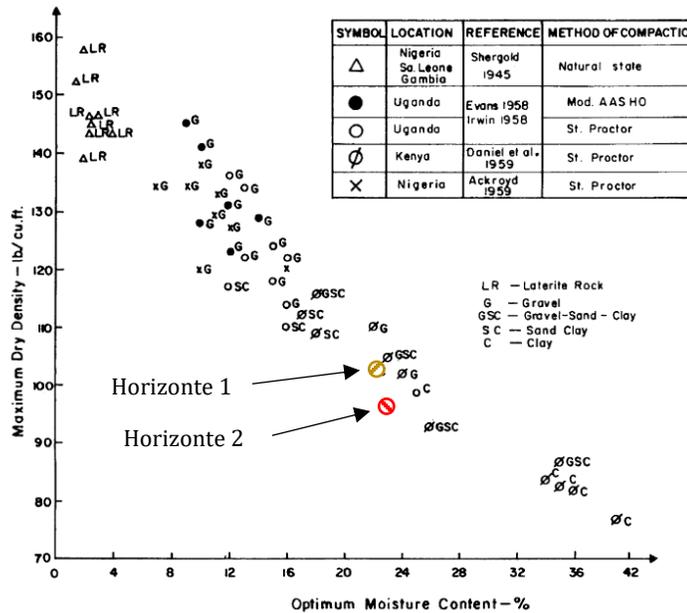


Figura 3-18: Influencia del tipo de suelo en la densidad seca máxima y el contenido óptimo de agua (Gidigasú, 2012)

Los resultados de la Tabla 3-8 y en la Figura 3-17 se usaron para compactar estáticamente las muestras de suelo en el estado de estructura que se denominó compactada.

## **4. Montaje experimental**

### **4.1 Introducción**

Para evaluar la influencia que ejerce la estructura del perfil de suelo estudiado, en la rigidez a pequeñas deformaciones, se realizó un montaje experimental que permitiera estudiar el comportamiento esfuerzo deformación en condición confinada (en un ensayo de compresión edométrica) y la obtención simultánea del módulo de corte máximo a partir de la medición del arribo de ondas de corte. Adicionalmente el montaje permite la obtención de ondas de corte y compresión de manera paralela, pudiendo estudiar cómo es la variación no solo del módulo de rigidez máximo sino también el módulo de elasticidad o de Young ( $E$ ) y la relación de Poisson ( $\nu$ ). Este montaje se validó estadísticamente a partir de la comparación de los resultados con equipos comerciales de columna resonante y ultrasonido, de manera que los resultados obtenidos son comparables y reproducibles en las mismas condiciones de laboratorio.

### **4.2 Cámara de compresión edométrica**

Con el fin de evaluar la variación de la rigidez máxima del perfil de suelo con respecto al esfuerzo normal en condiciones confinadas, se diseñó y construyó una cámara que permitiera alojar en su interior tanto a la muestra como a los transductores de velocidad de onda que se detallaron en el apartado anterior. La cámara tiene una altura de 15cm y un diámetro interno de 11cm. Su detalle se presenta en la Figura 4-1 y en la Fotografía 4-1.

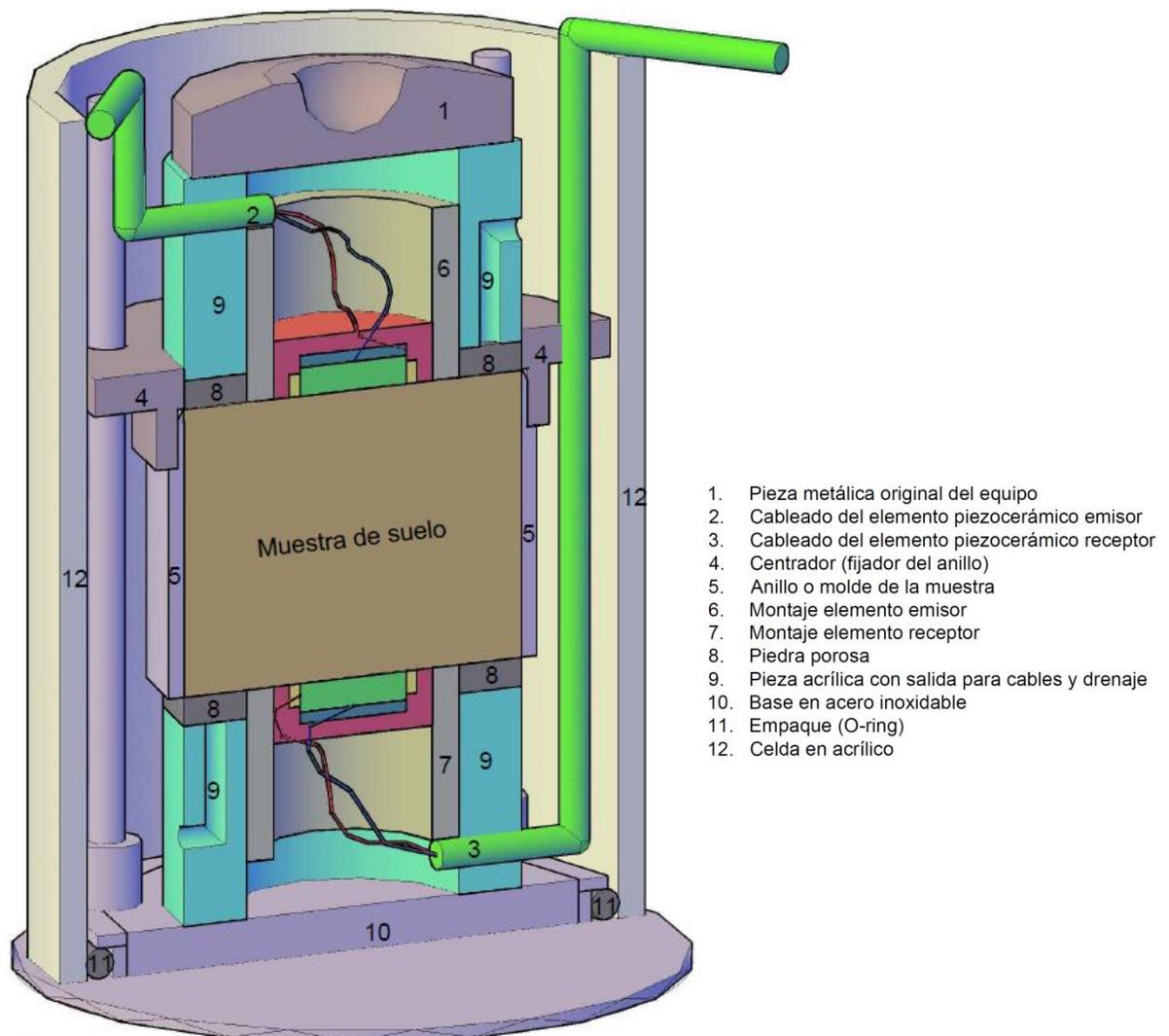


Figura 4-1: Figura extraída del plano para el diseño de la cámara edométrica



Fotografía 4-1. Detalle del montaje de la celda y transductores en un banco de consolidación del laboratorio de Geotecnia de la Universidad Nacional de Colombia.

Como se observa en la Fotografía 4-1, para alojar la muestra de suelo se construyó un anillo en acero inoxidable, con un diámetro interno de 63.6 mm y una altura de 50 mm, esto con el fin de evitar problemas en el registro de las señales por el efecto de campo cercano en muestras de poca longitud. El detalle del diseño y el anillo final se presenta en la Figura 4-2.

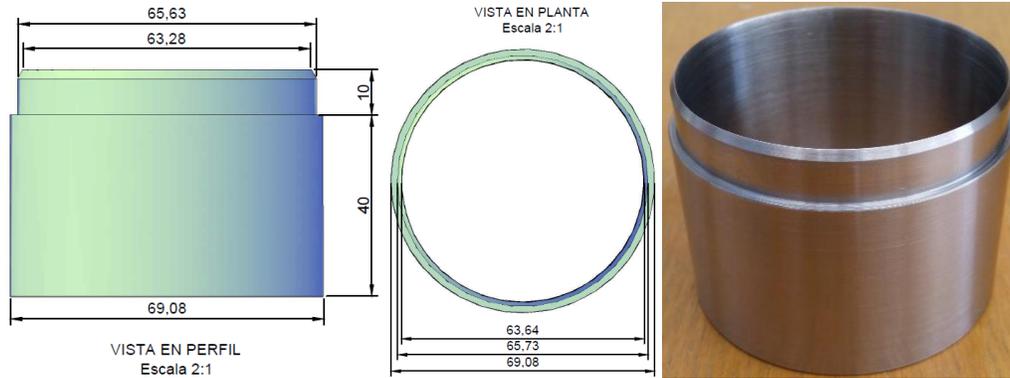


Figura 4-2: Detalle del anillo para confinamiento de las muestras en acero inoxidable

### 4.3 Cristales Piezoeléctricos

Se utilizaron dos juegos de cristales piezoeléctricos (un juego emisor y el otro receptor), que se componen de dos elementos, uno tipo P (capaz de emitir y recibir ondas de compresión) y otro tipo S (capaz de emitir y recibir ondas de corte). Como se explicó en la sección 2.5 *Piezoelectricidad*, la capacidad de emitir y recibir ondas P o S se logra a partir de la polarización del cristal desde su elaboración, la cual fue solicitada especialmente para el montaje y los ensayos realizados. Los elementos fueron adquiridos a la empresa STEMINC, con sede en Doral Florida (EU). Las características más importantes se presentan en la Figura 4-3 y el detalle de los elementos se presentan en la Fotografía 4-2.

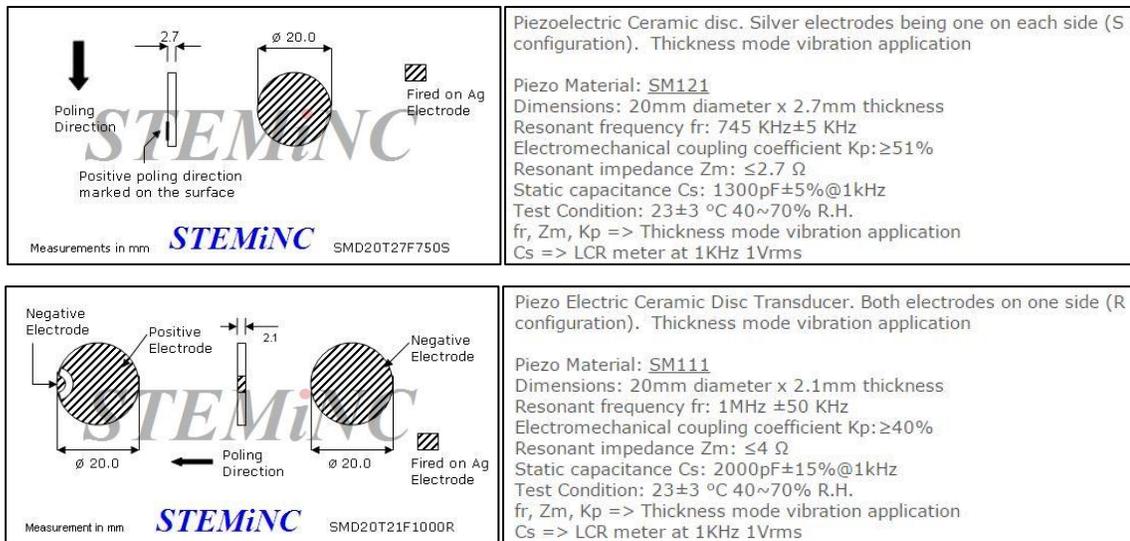
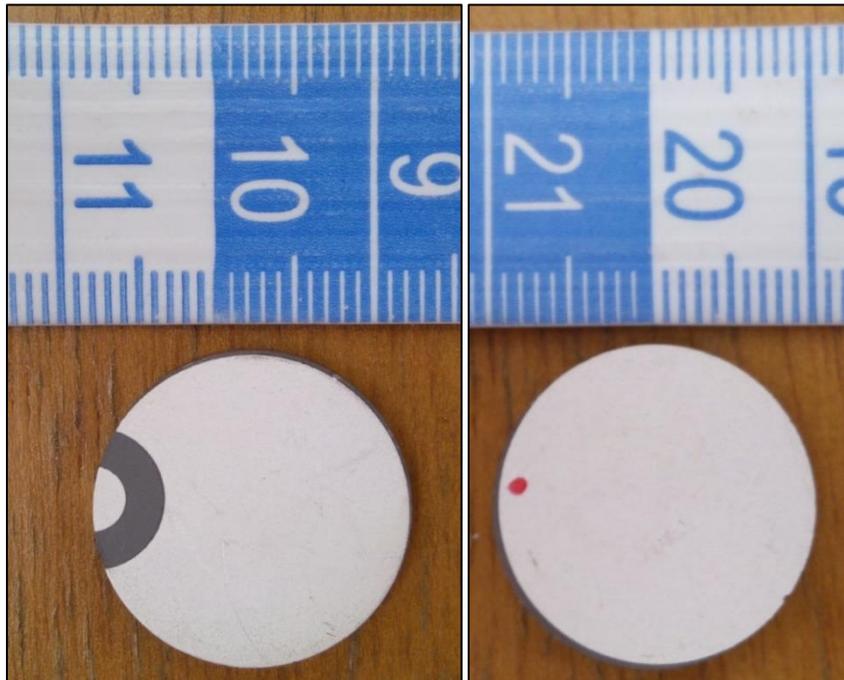


Figura 4-3: Características de los cristales piezoeléctricos. Arriba elemento tipo S, Abajo elemento tipo P. (Steiner & Martins, 2014).



Fotografía 4-2. Detalle de las dimensiones de los cristales piezoeléctricos. Izquierda elemento tipo P. Derecha elemento tipo S

### 4.3.1 Transductores de velocidad de onda

Teniendo en cuenta las características de la celda edométrica y las dimensiones de las muestras, se diseñó un par de transductores siguiendo las recomendaciones de Suwal & Kuwano (2013) en cuanto a la adecuación de dos discos en un mismo transductor, siendo estos elementos tipo S y P respectivamente, con el fin de emitir y recibir de manera simultánea ondas de corte y compresión. En la Figura 4-4 se presenta el detalle del transductor fabricado, el cual aloja discos de corte y compresión. Se requiere de un transductor para la emisión de las señales y otro para la recepción de las mismas.

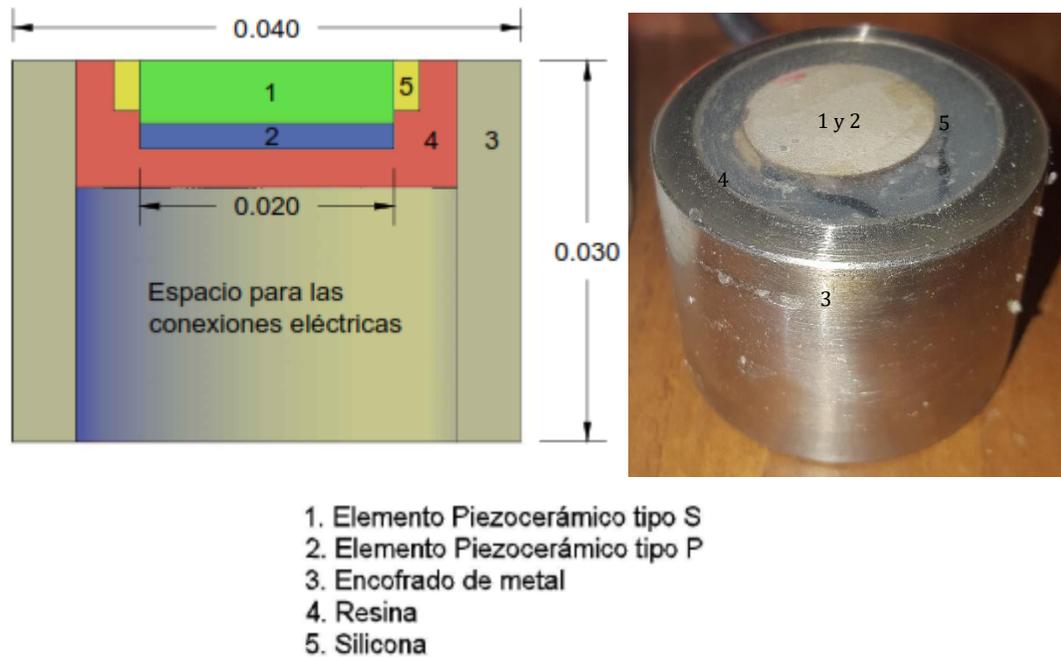


Figura 4-4: Detalle del diseño de los transductores. Izquierda: plano para diseño. Derecha: montaje final.

La unión de los discos se realiza por medio de la resina epóxica *COLREPOX GLASS 01*, fabricada y distribuida por Colquímicos S.A., la cual también se usó para dar la capa final o recubrimiento. Para garantizar que los discos se deformen de manera adecuada y puedan transmitir las ondas a la muestra de suelo, se adiciona una cobertura en silicona, la cual permite la deformación libre de los mismos. Esta configuración fue propuesta por Mulmi & Kuwano (2008) y posteriormente replicada por Suwal & Kuwano, 2009; Suwal & Kuwano (2010) y Suwal & Kuwano (2013).

En la Figura 4-5 se presenta el detalle del modo de vibración de los discos y la conexión que se requiere para su funcionamiento. Se observa que para hacer la recepción simultánea de ondas de corte y compresión se deben realizar las conexiones en paralelo de los dos elementos piezocerámicos; sin embargo, ya que no se contaba con un osciloscopio de por lo menos cuatro canales (dos para emitir y dos para recibir), se optó por hacer la recepción de las ondas de corte y compresión de manera separada.

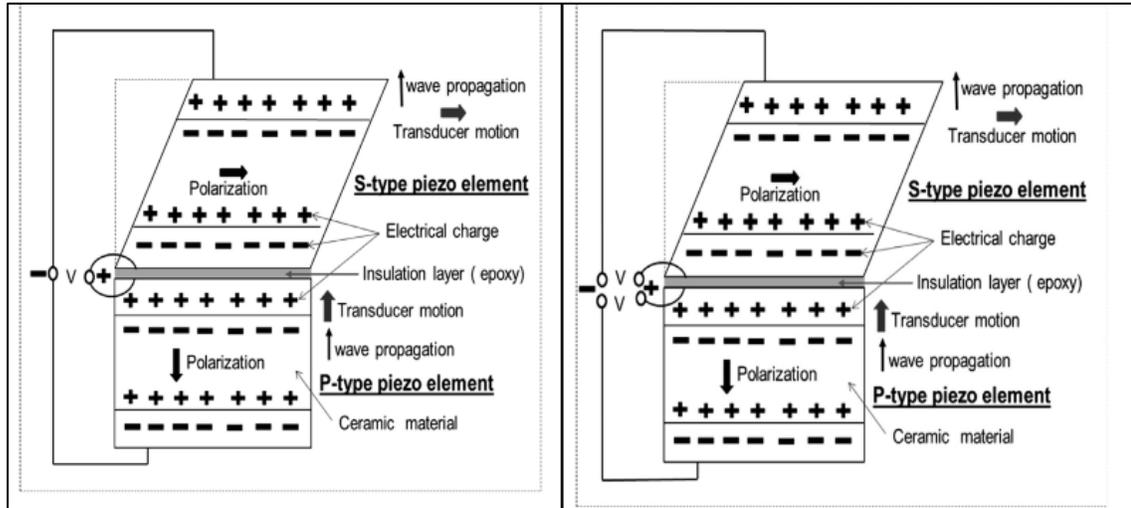
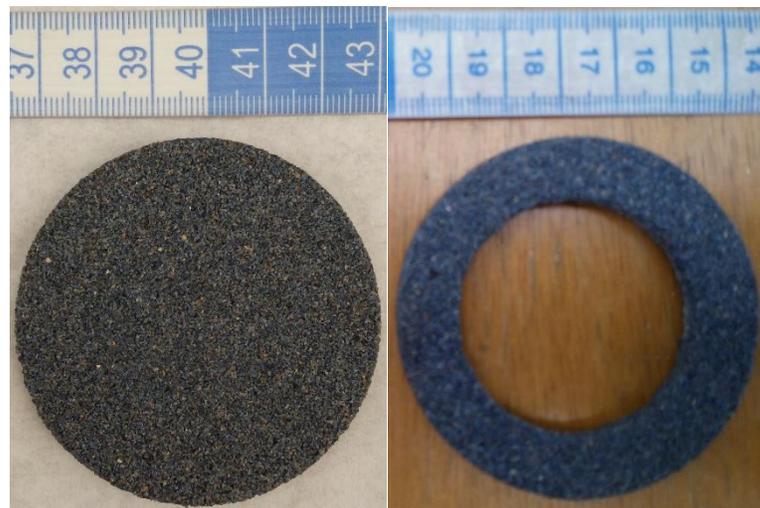


Figura 4-5: Detalle del funcionamiento del transductor. Izquierda montaje transductor emisor. Derecha montaje transductor receptor (Suwal & Kuwano, 2013).

Adicionalmente, para la adecuación del cableado y el sistema de drenaje, se modificó un par de piedras porosas (ver Fotografía 4-3) y se construyó una pieza en teflón (ver Fotografía 4-4), la cual garantiza la protección del transductor y el drenaje de la muestra. En la Figura 4-6 y en la Fotografía 4-5 se presenta el detalle de la configuración final del traductor con los elementos antes mencionados.

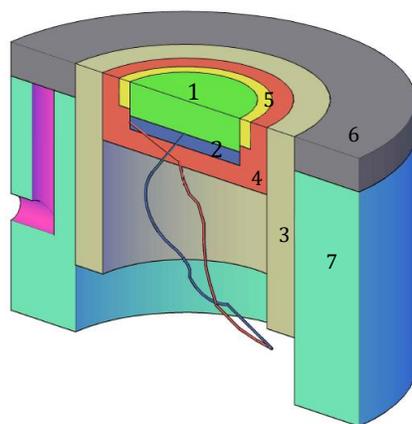


Fotografía 4-3. Piedra porosa antes y después de ser modificada para alojar los transductores



Fotografía 4-4. Transductor de velocidad de onda (derecha) antes del montaje en la pieza de teflón (Izquierda).

En la Fotografía 4-4 se observa que el cableado de los cristales piezoeléctricos pasa a través del anillo o encofrado de metal y posteriormente sale de la pieza en teflón, recubierto con una membrana termo ajustable para su protección.



1. Elemento piezocerámico tipo S
2. Elemento piezocerámico tipo P
3. Encofrado de acero Inoxidable
4. Resina epóxica
5. Silicona
6. Piedra porosa
7. Pieza acrílica con salida para cables y drenaje

Figura 4-6: Corte isométrico del montaje de los transductores con la piedra porosa y la pieza en teflón para el drenaje

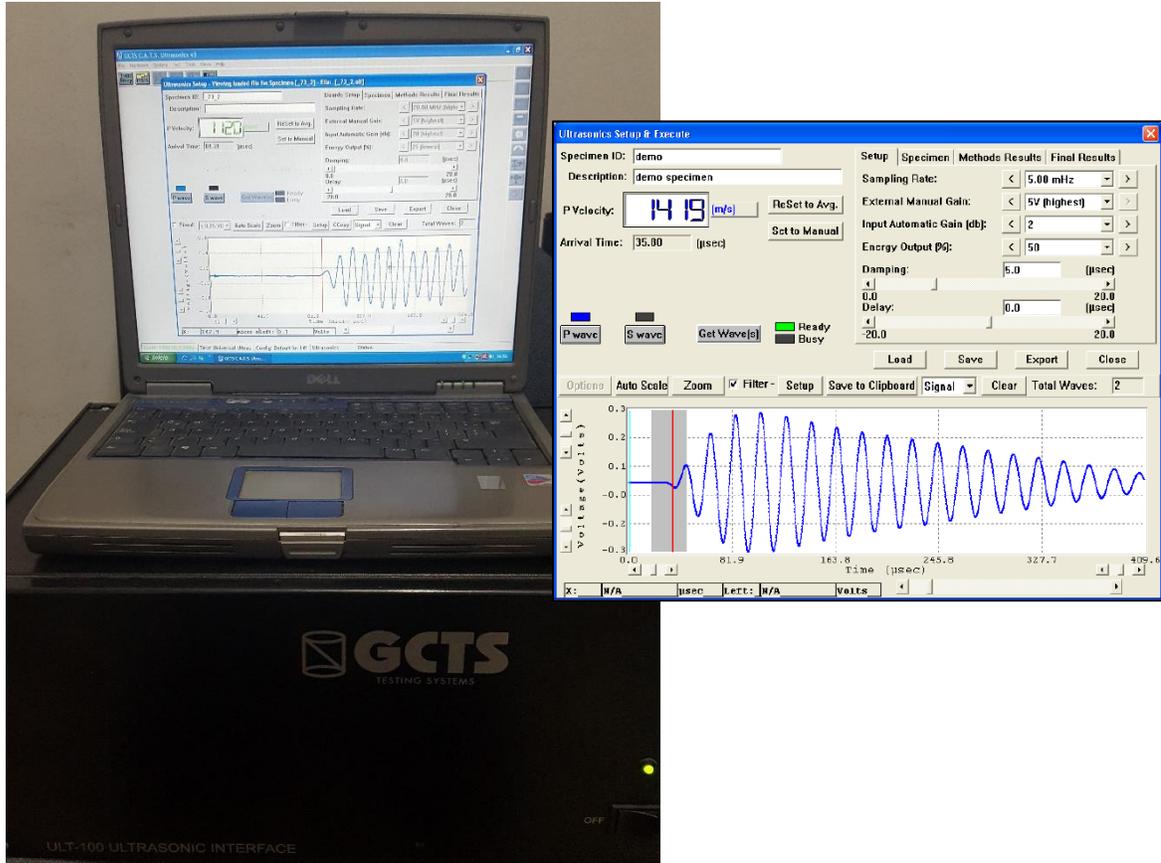


Fotografía 4-5. Detalle de los transductores fabricados para la investigación.

### 4.3.2 Generación y recepción de señales

Para la generación y recepción de las ondas se usó el equipo de ultrasonido *ULT-100 ULTRASONIC INTERFACE* cuyo fabricante es GCTS. Este equipo cuenta con un par de transductores para hacer mediciones simultáneas de ondas de corte y compresión en muestras de suelo en condiciones confinadas o para muestras de roca durante ensayos triaxiales. Este equipo cuenta con un software llamado *GCTS CATS ULTRASONICS 1.81* el cual permite transmitir directamente al computador el registro de las señales en el dominio del tiempo y de la frecuencia.

En la Fotografía 4-6 se presenta el computador con el software *GCTS CATS ULTRASONICS 1.81* instalado y se amplía el detalle de la salida en pantalla de los resultados. El programa determina automáticamente el punto inicial del pulso y a partir de ahí se hace el registro de la señal.



Fotografía 4-6. Detalle del equipo para la emisión y recepción de las señales y captura de pantalla de la interfaz gráfica para la obtención de los tiempos de arribo

Este equipo permite trabajar en un rango de frecuencias que van desde 156.25 kHz hasta 20MHz. De la misma manera el equipo permite variar la amplitud de las señales hasta un máximo de 5V y cuenta con varias opciones de filtrado de bajas y altas frecuencias con el fin de garantizar siempre que los tiempos de arribo sean perfectamente identificables.

#### 4.4 Calibración del ensayo con transductores

Con el fin de garantizar que los resultados obtenidos del ensayo con los transductores planos sean representativos de los materiales, y de igual manera replicables y verificables con cualquier otro equipo que permita determinar la velocidad de onda de corte en suelos u obtener el módulo de corte máximo, se procedió a realizar un programa de calibración tanto de las condiciones de operación del equipo, como la comparación de los resultados con los transductores del equipo de ultrasonido ULT-100.

### 4.4.1 Frecuencia de excitación

Se realizó un barrido de la respuesta de los transductores con diferentes frecuencias de excitación, con el fin de determinar cuál de estas permite la identificación más fiel del arribo de las ondas de corte y compresión. Este análisis se presenta en la Figura 4-7.

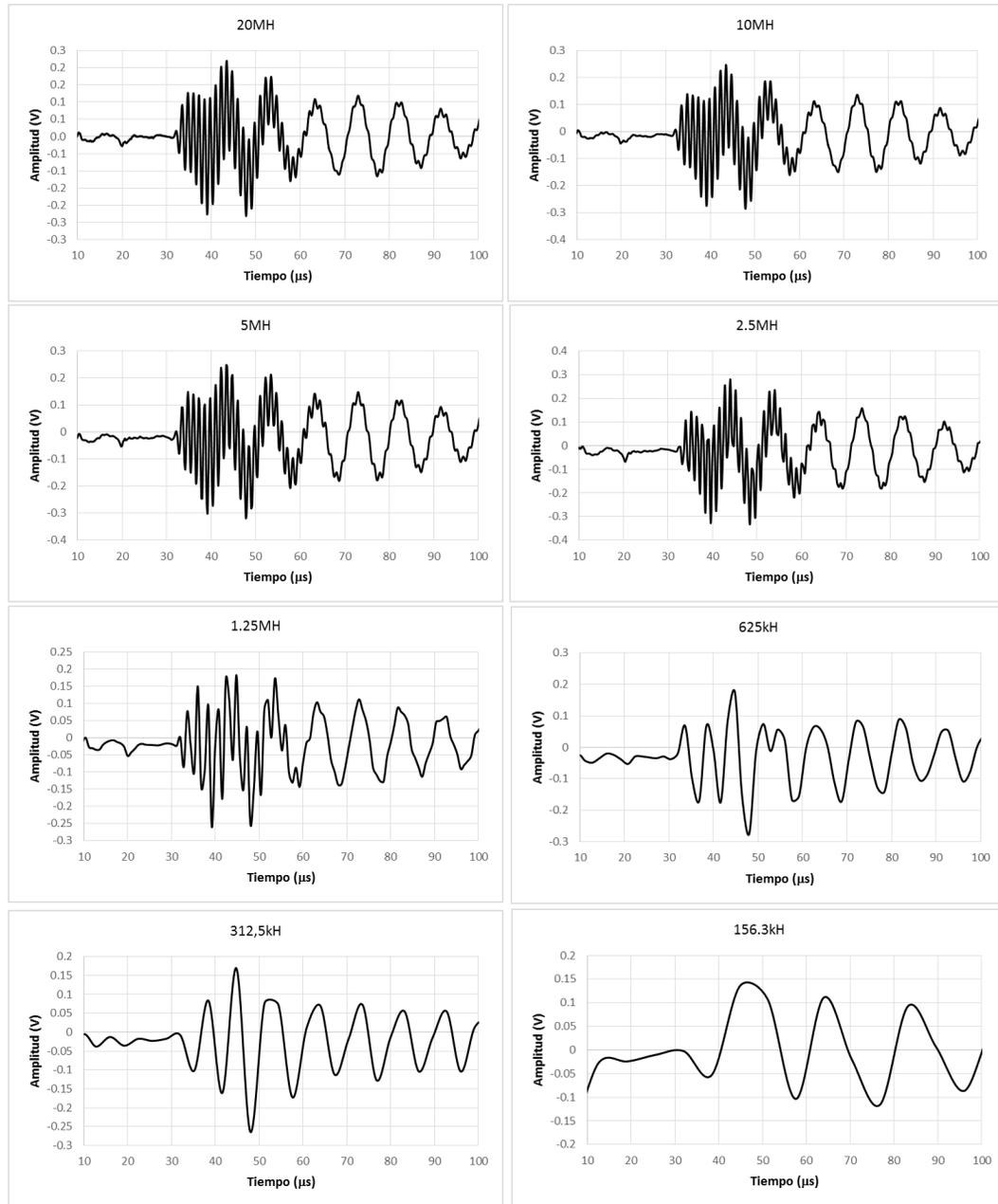


Figura 4-7: Análisis de las señales en función de la frecuencia de excitación. De abajo hacia arriba y de izquierda a derecha frecuencias de excitación de 20MHz a 0.156MHz.

En la Figura 4-7 se presentan los resultados de los barridos en las frecuencias de excitación, donde se aprecian de arriba hacia abajo los diferentes valores utilizados. Es claro que para las frecuencias entre 20 MHz y 1.25 MHz se percibe el ruido del sistema y una interferencia al inicio del registro, lo que imposibilita la detección adecuada del tiempo de arribo. Lo mismo ocurre por debajo de los 150 kHz; sin embargo, en este caso las señales se presentan tenues y sin forma definida. Por estas razones, para la identificación del arribo de las señales se trabajó con una frecuencia de excitación de 312.5 kHz la cual permite identificar de manera clara el pico de mayor amplitud de la señal recibida en todos los casos.

## 4.5 Respuesta del sistema

Considerando que el montaje interno de los transductores y de los equipos de ensayo genera una influencia sobre los resultados, se procedió a determinar cuál es la corrección en términos del tiempo de arribo de las señales que se debe hacer en el momento de la interpretación de los mismos. Para este fin se colocaron los transductores uno sobre el otro (sin muestra de suelo) y se determinó cual es el tiempo de retraso de la señal, para varias frecuencias de excitación. En todos los casos el tiempo de retraso fue de  $6\mu\text{s}$  para las ondas de compresión y de  $11\mu\text{s}$  para las ondas de corte, tiempo que se debió restar a todas las mediciones realizadas durante los ensayos. En la Figura 4-8 se presenta el registro de las ondas de corte para diferentes frecuencias de excitación, con los transductores colocados uno sobre el otro sin muestra de suelo en el medio.

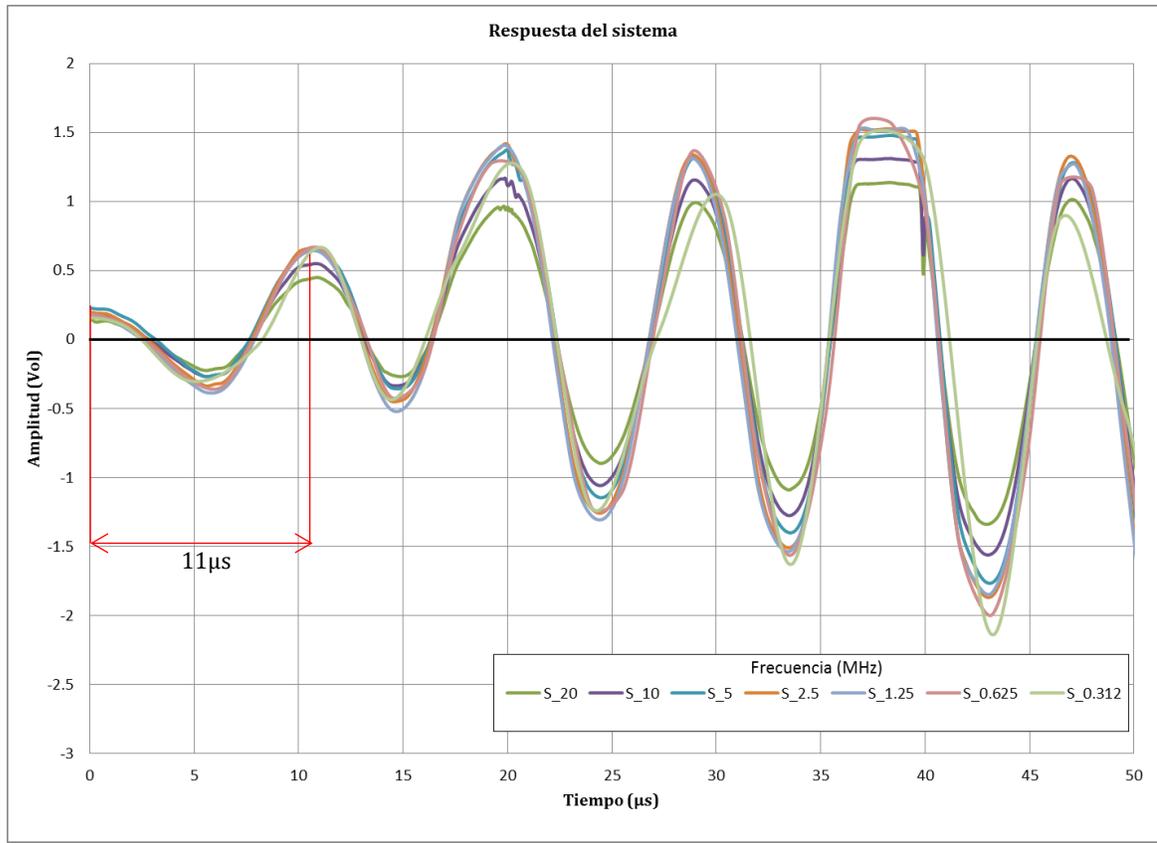


Figura 4-8: Respuesta del sistema para ondas de corte. Señal recibida sin muestra de suelo.

### 4.5.1 Repetibilidad del ensayo

La repetibilidad indica la semejanza de resultados mutuamente independientes de un ensayo, obtenidos utilizando el mismo método, en idénticos materiales, en el mismo laboratorio, por el mismo operador, usando el mismo equipo y en un corto intervalo de tiempo. Con esto se descarta que en una misma muestra de suelo bajo las mismas condiciones de ensayo se obtengan resultados diferentes.

Así las cosas, con el fin de verificar la repetibilidad del ensayo se realizó un análisis estadístico a partir de los resultados de 50 pruebas en las mismas condiciones para una muestra de caolín creada en el consolidómetro de lodos. La muestra fue tallada en el anillo y sobre ella se dispusieron los transductores. Luego de esto se realizaron las 50 mediciones de velocidad de onda de corte y compresión, de manera consecutiva. En la Figura 4-9 se presenta el registro de todos los ensayos de velocidad de onda de corte, sobrepuestos unos con los otros para corroborar que siempre se obtuviera la misma señal de salida.

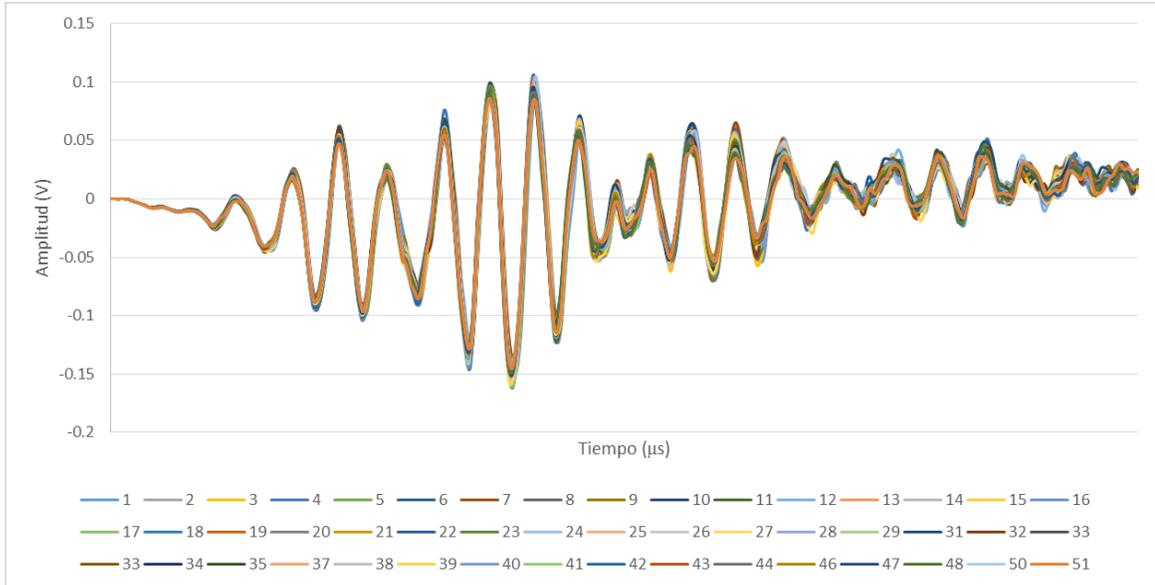


Figura 4-9: Análisis de repetibilidad. Resultados de 50 registros de ondas de corte en una muestra de caolín.

Para cada una de las 50 señales se obtuvo el tiempo de arribo de la onda de corte y compresión. A estos tiempos se les practico el test estadístico no paramétrico de Kolmogorov-Smirnov, el cual permite determinar si los datos obtenidos se ajustan a una distribución normal, lo que indicaría que el ensayo efectivamente tiene características de repetibilidad.

Mediante la prueba se compara la distribución acumulada de las frecuencias teóricas ( $F_t$ ) con la distribución acumulada de las frecuencias obtenidas en los ensayos ( $F_0$ ), se encuentra el punto de divergencia máxima y se determina qué probabilidad existe de que una diferencia de esa magnitud se deba al azar (Ecuación 4-1).

$$D = \max |F_t(x_i) - F_0(x_i)| \tag{Ecuación 4-1}$$

Donde:

- $D$ : índice estadístico de Kolmogorov-Smirnov
- $F_t(x_i)$ : Frecuencias relativas acumuladas de la distribución hipotética
- $F_0(x_i)$ : Frecuencias relativas acumuladas referentes a la información muestral

El valor de “D” obtenido se compara con el teórico para un índice de confianza del 95%, de manera que si  $D_{\text{obtenido}} < D_{\text{teórico}}$ , no se rechaza la hipótesis de que la distribución obtenida se ajusta a una distribución teórica dada (en este caso distribución normal) y el ensayo tiene características de repetibilidad. Por el contrario, si  $D_{\text{obtenido}} > D_{\text{teórico}}$ , se rechaza la hipótesis y se concluye que el ensayo no tiene características de repetibilidad.

Para el caso de los datos recopilados de los 50 ensayos, se calculó un  $D_{\text{obtenido}}$  de 0.083 y un  $D_{\text{teórico}}$  de 0.1234, cumpliéndose que  $D_{\text{obtenido}} < D_{\text{teórico}}$ , lo cual corrobora lo observado de manera gráfica en la Figura 4-9 y se concluye que el ensayo tiene características de repetibilidad.

Adicionalmente, en la Figura 4-10 se presenta el histograma de frecuencias para los tiempos de arribo de las ondas de corte, en el cual se observa que el valor medio para el caso específico de las pruebas de repetibilidad corresponde a  $24.3 \mu\text{s}$  con una desviación estándar de  $0.01 \mu\text{s}$ . También del análisis estadístico de los datos se obtiene un coeficiente de asimetría de  $-0.23$ , el cual indica que la función es simétrica y existe la misma cantidad de valores a ambos lados de la media, y una curtosis de  $0.45$ , que al ser un poco mayor que cero (0), indica que hay una alta concentración de datos con respecto a la media. El análisis estadístico de los datos corrobora lo que se obtuvo con el test de Kolmogorov-Smirnov y de la observación de la Figura 4-9 e indica que el ensayo con los transductores tiene características de repetibilidad y los resultados obtenidos son representativos de las muestras ensayadas.

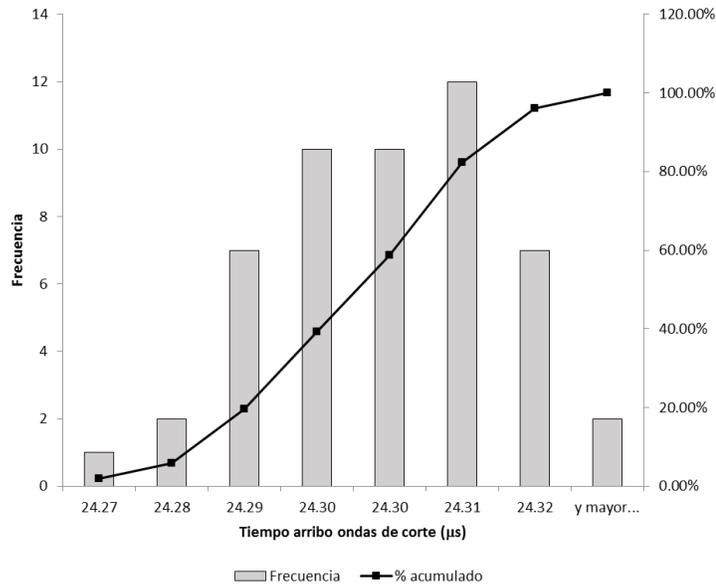


Figura 4-10: Histograma de frecuencias para el análisis de repetibilidad en muestras de caolín.

### 4.5.2 Calibración con el equipo de ultrasonido GCTS ULT-100

Puesto que en el Laboratorio de Geotecnia, de la Universidad Nacional de Colombia, se cuenta con el equipo de ultrasonido GCTS ULT-100, se realizó un análisis comparativo de los resultados obtenidos con este equipo y con los transductores construidos para la presente investigación. Estos análisis se realizaron igualmente con muestras de caolín fabricadas en el consolidómetro de lodos del Laboratorio de Geotecnia, de la Universidad Nacional de Colombia. En la Figura 4-11 se presenta el registro de las ondas de compresión para diferentes frecuencias de excitación, obtenidas con los transductores de la presente investigación (parte superior) y las que se logran con el equipo de ultrasonido GCTS-ULT-100 (grafico inferior).

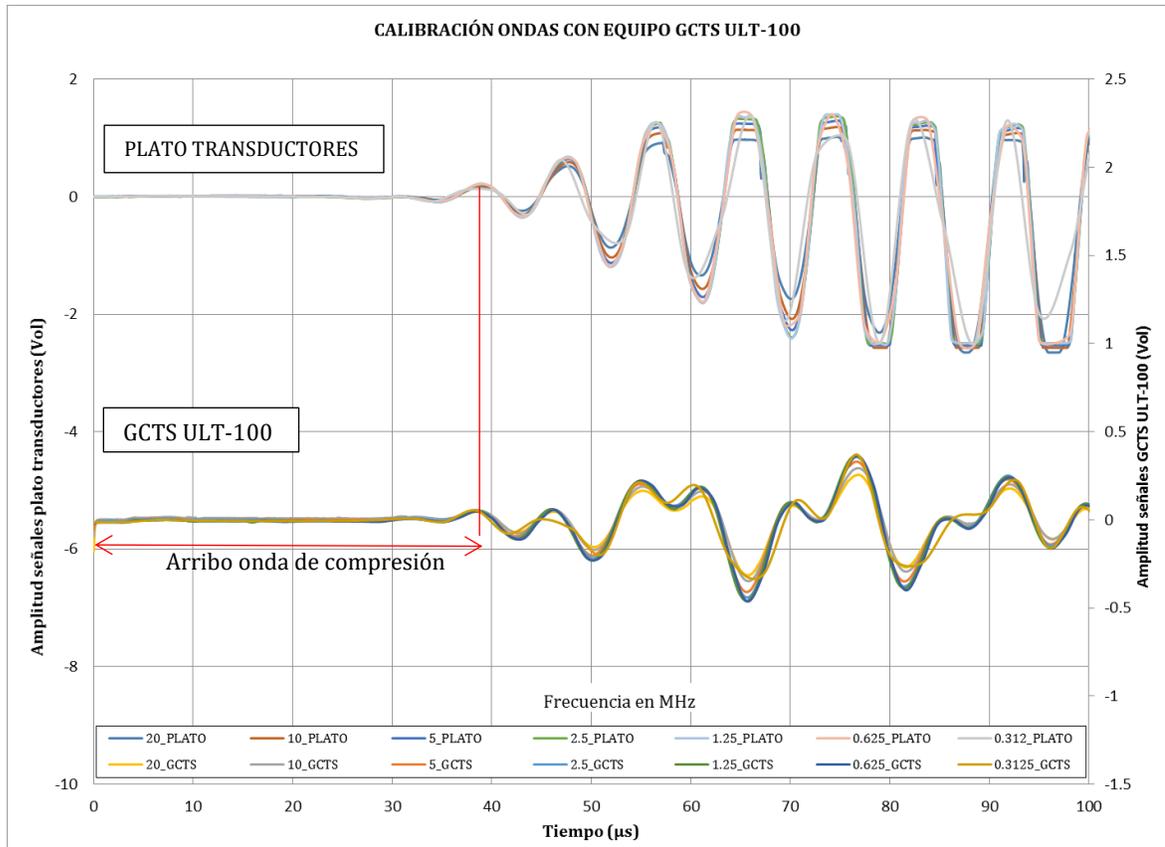


Figura 4-11: Calibración de los resultados con el equipo de ultrasonido GCTS ULT-100

Se observa de manera gráfica que el arribo de las ondas se da para el mismo tiempo, tomando como referencia el primer pico de la señal; sin embargo, para verificar que realmente no existe una diferencia significativa en los resultados, se aplica el test estadístico para la comparación de muestras independientes denominado prueba *t de Student*, la cual consiste en la comparación de las medias de los resultados del ensayo con los platos-transductores y los obtenidos con el equipo de ultrasonido, para diferentes frecuencias. Esta prueba estadística se basa en el supuesto de que la distribución de los dos conjuntos de datos es normal o aproximadamente normal; lo cual ya se comprobó en el apartado anterior con el test de Kolmogorov-Smirnov, y también en el supuesto de que las varianzas son desconocidas e iguales.

Para validar la suposición de que las varianzas son iguales, se usa la prueba estadística de Fisher o *prueba F*, para un intervalo de confianza del 95%, la cual sugiere que si el  $F_{obtenido} < F_{teórico}$ , se aprueba la hipótesis de que las varianzas son iguales y se puede aplicar el

test estadístico *t de Student* para determinar que los dos ensayos arrojen resultados iguales. La Ecuación 4-2 es la que se usa para el cálculo del F de las muestras

$$F_{obt} = \frac{s_{\bar{x}}^2}{s_w^2} = \frac{n s_{\bar{x}}^2}{(s_1^2 + s_2^2)/k} \quad \text{Ecuación 4-2}$$

Donde:

- $F_{obt}$ : valor de F obtenido
- $s_{\bar{x}}^2$ : Estimación para varianzas intermedias
- $s_w^2$ : Estimación para varianzas intermedias
- $n$ : Numero de datos
- $s_{\bar{x}}^2$ : varianza de las medias aritméticas
- $s_1^2$  y  $s_2^2$ : Varianza de las muestras
- $k$ : Grados de libertad;  $k = n - 1$

Aplicando el procedimiento mencionado se obtienen los resultados de la Tabla 4-1, con lo cual se concluye que efectivamente las varianzas son iguales y se puede aplicar la *prueba T*.

Parámetro Estadístico	Plato transductores	GCTS-ULT-100
Media	38.41	38.40
Varianza	0.0002	0.0001
Numero de datos (observaciones)	7	7
Grados de libertad	6	6
F obtenido	2.097	
Probabilidad	0.195 > 0.05 (95% confianza)	
F teórico	4.284	

Tabla 4-1. Resultados de la prueba F para determinar la igualdad de las varianzas

Ahora, para validar que efectivamente los resultados obtenidos con el equipo desarrollado en la presente investigación son iguales a los que arroja el equipo de ultrasonido comercial, se aplica la prueba estadística *T*, la cual sugiere que si el valor calculado está en el intervalo  $T_{teórico} < T_{obtenido} < T_{teórico}$  (esto debido a que la función *T* es bimodal), se aprueba la hipótesis de que las medias son iguales y por ende los resultados de las dos pruebas realizadas, todo esto

para un intervalo de confianza del 95%. La Ecuación 4-4 permite determinar el valor de T con los datos experimentales.

$$\hat{S}_{\bar{Y}_1 - \bar{Y}_2} = \sqrt{\frac{(n_1 - 1)\hat{S}_1^2 + (n_2 - 1)\hat{S}_2^2}{n_1 + n_2 - 2} \left[ \frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2} \right]} \quad \text{Ecuación 4-3}$$

$$T = \frac{(\bar{Y}_1 - \bar{Y}_2)}{(\hat{S}_{\bar{Y}_1 - \bar{Y}_2})} \quad \text{Ecuación 4-4}$$

Donde:

- T: valor de T de las muestras
- $\bar{Y}_1$  y  $\bar{Y}_2$ : Valor medio de las muestras 1 y 2
- $\hat{S}_1^2 + \hat{S}_2^2$ : Varianzas no sesgadas de las muestras 1 y 2
- $n_1$  y  $n_2$ : Tamaño de las muestras 1 y 2

Aplicando la Ecuación 4-4, se obtienen los resultados de la Tabla 4-2

Parámetro Estadístico	Plato transductores	GCTS-ULT-100
Media	38.41	38.40
Varianza	0.0002	0.0001
Numero de datos (Observaciones)	7	7
Varianza agrupada	0.0002	
Diferencia hipotética de las medias	0	
Grados de libertad	12	
T obtenido	0.55	
Probabilidad de T obtenido	0.59 > 0.025 (95% confianza)	
T teórico	2.18	

Tabla 4-2. Resultados de la prueba T para determinar igualdad en los valores medios de las dos muestras

Con los resultados obtenidos de la prueba estadística de Kolmogorov-Smirnov para verificar repetibilidad y el test de *t de Student* para la comparación de muestras independientes, se concluye que efectivamente los resultados obtenidos con los transductores fabricados en la presente investigación son iguales a los que se obtienen con el equipo comercial de ultrasonido GCTS-ULT-100, de manera que los mismos pueden ser repetidos en las mismas condiciones de

ensayo, y comparados con los que se obtengan con cualquier otro equipo que permita obtener la velocidad de onda de corte o compresión, o el módulo de corte máximo  $G_{\text{máx}}$ .

### 4.5.3 Calibración con el equipo de columna resonante GCTS TSH-100

Se prepararon tres muestras compactadas estáticamente a la densidad natural del material (calculada de las muestras inalteradas) para cada uno de los dos estratos y se determinó el módulo de rigidez máximo y la velocidad de onda de corte en condiciones confinadas, tanto con los elementos piezo cerámicos de la presente investigación, como con el equipo de columna resonante GCTS-TSH-100. Los resultados de los ensayos se presentan en la Tabla 4-3:

MUESTRA	$\gamma_t$	$V_s$ (m/s)		Diferencia	$G_{\text{max}}$ (MPa)		Diferencia
	(kN/m <sup>3</sup> )	CR	PZ	(%)	CR	PZ	(%)
EV-C-H1 - 1	17.00	180.10	179.98	0.07%	55.10	55.07	0.05%
EV-C-H2 - 1	16.20	162.50	162.44	0.04%	42.90	42.75	0.35%
EV-C-H1 - 2	16.84	179.44	180.42	0.55%	55.09	54.82	0.50%
EV-C-H2 - 2	16.03	160.41	161.61	0.75%	41.12	41.87	0.84%
EV-C-H1 - 3	16.83	179.08	180.87	1.00%	55.00	55.06	0.11%
EV-C-H2 - 3	16.01	160.25	163.82	2.23%	42.61	42.97	0.84%

Tabla 4-3. Resultados obtenidos de pruebas de columna resonante y velocidad de onda sobre muestras compactadas ha contenido de agua natural

Donde:

- EV-C-H1: Muestra compactada a densidad natural proveniente del horizonte 1
- EV-C-H2: Muestra compactada a densidad natural proveniente del horizonte 2
- $\gamma_t$ : Peso unitario total
- $V_s$ : velocidad de onda de corte
- $G_{\text{max}}$ : módulo de corte a pequeñas deformaciones (módulo de corte máximo)
- CR: resultados provenientes de ensayos de columna resonante
- PZ: resultados provenientes de ensayos con elementos piezo cerámicos

Se observa que en todos los casos la diferencia porcentual entre los resultados resulta ser menor al 1%. Se realiza el test estadístico *t de Student* para los resultados de las dos pruebas, con el fin de verificar que efectivamente los resultados son iguales, de la misma forma en la que se hizo con los resultados del equipo de ultrasonido. Los resultados del test estadístico, para los resultados de velocidad de onda, se presentan en la Tabla 4-4, y para los resultados de módulo de corte se presentan en la Tabla 4-5.

Se observa en ambos casos que la hipótesis de partida se cumple, obteniéndose que el valor de T calculado resulta ser menor que el valor de T teórico, con lo cual se concluye que los resultados obtenidos con la columna resonante en el rango de pequeñas deformaciones, son los mismos que se obtuvieron mediante el uso de los elementos piezo-cerámicos fabricados para la presente investigación.

<b>Parámetro Estadístico</b>	<b>Plato transductores</b>	<b>GCTS-TSH-100</b>
Media velocidad de onda (m/s)	170.30	171.52
Varianza	103.26	95.63
Observaciones	6	6
Varianza agrupada	99.45	
Diferencia hipotética de las medias	0	
Grados de libertad	10	
T obtenido	-0.21	
Probabilidad de T obtenido	0.84 > 0.025 (95% confianza)	
T teórico	2.23	

Tabla 4-4. Resultados de la prueba T para determinar igualdad en los valores medios de las dos muestras, para los resultados de velocidad de onda.

<b>Parámetro Estadístico</b>	<b>Plato transductores</b>	<b>GCTS-TSH-100</b>
Media Gmax (MPa)	48.64	48.76
Varianza	49.93	46.67
Observaciones	6	6
Varianza agrupada	48.29884667	
Diferencia hipotética de las medias	0	
Grados de libertad	10	
T obtenido	-0.03	
Probabilidad de T obtenido	0.98 > 0.025 (95% confianza)	
T teórico	2.23	

Tabla 4-5. Resultados de la prueba T para determinar igualdad en los valores medios de las dos muestras, para los resultados de módulo de corte máximo.

En la Figura 4-12 se presentan de manera gráfica los resultados obtenidos con los dos equipos (columna resonante y transductores de velocidad de onda), lo cual reitera lo obtenido en el análisis estadístico que se aplicó a los resultados.

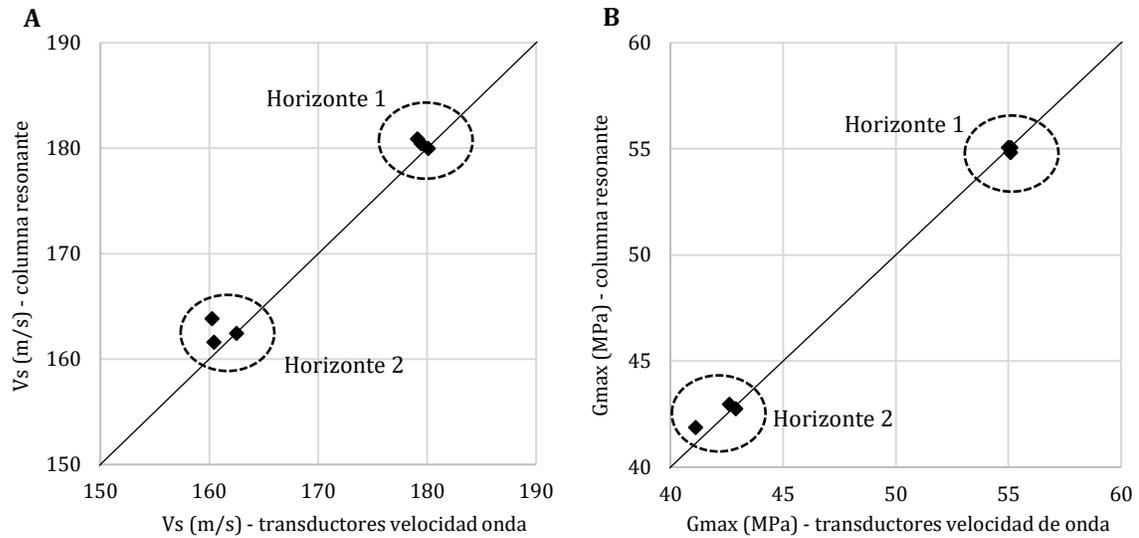


Figura 4-12: Comparación de los resultados experimentales obtenidos con el equipo de columna resonante y transductores de velocidad de onda. (A) Velocidad de onda de corte y (B) Modulo de corte máximo.

En la Figura 4-12 se observa de manera gráfica lo que se confirmó mediante el test estadístico *t de student*, y es el hecho de que los resultados experimentales obtenidos con los transductores de velocidad de onda fabricados para la presente investigación, son los mismos que se logran con el equipo comercial de columna resonante GCTS-TSH-100. Se aprecia un cierto grado de dispersión, sobre todo en el horizonte 2, lo cual puede estar asociado al montaje mismo de las muestras en el equipo de columna resonante y la perturbación que pudieron llegar a sufrir las probetas de suelo; sin embargo, esta dispersión se encuentra dentro de la desviación para el intervalo de confianza del 95%.

En la sección 5.7 *Variación de la rigidez con el nivel de deformación*, se presenta el detalle de los resultados obtenidos, incluida la variación de la rigidez con la deformación angular (curva de degradación de módulo).

## **5. Procedimiento experimental**

### **5.1 Introducción**

En este apartado se analiza la influencia que ejerce la microestructura del perfil de suelo descrito en el capítulo 3, en su comportamiento mecánico y rigidez, para una trayectoria de deformaciones laterales nulas. El efecto de la microestructura se estudia a partir del análisis de las curvas de compresibilidad y de la variación de los módulos de rigidez máximos (E y G), con el esfuerzo vertical aplicado. Para esto, se realizaron ensayos de compresión edométrica con medición de velocidad de onda de corte y compresión, en muestras con diferentes condiciones de estructura, siguiendo las recomendaciones de Vargas (1953), Leroueil y Vaughan (1990) y Wesley (2010).

### **5.2 Condiciones de estructura analizadas**

En el capítulo 3 se describió el perfil de suelo, y se puso de manifiesto a partir de los análisis mineralógicos, la existencia de una microestructura cementada en los dos horizontes que lo componen. Estudios recientes (Otalvaro et al., 2008; Rivas, 2010 y Pineda, 2011) han demostrado que el comportamiento mecánico y la rigidez de los suelos residuales, depende de los procesos pedogenéticos que les dieron origen, y por ende de sus condiciones de microestructura.

Para estudiar este efecto, se compara el comportamiento de los suelos naturales con el que presentan muestras remoldeadas y compactadas a diferentes densidades y contenidos de agua. A partir de estos nuevos estados, en los cuales se retiró la microestructura y se modificaron las condiciones a nivel de fábrica, se puede estudiar la influencia que esta ejerce en el comportamiento mecánico y la rigidez. Las condiciones de estructura que se estudiaron se describen a continuación:

**Condición Natural (N):** El primer comportamiento analizado es el que registran los materiales en condiciones naturales (se designan con el prefijo “N” las muestras en este estado). Esta condición es el marco de referencia para determinar la influencia de la microestructura en el comportamiento mecánico del perfil de suelo. Para estudiar este estado, se tallaron muestras directamente de los bloques de material inalterado, y se ensayaron sin inundar la cámara (parcialmente saturadas a su contenido de agua inicial), con el fin de no remover o alterar los enlaces cementantes y la succión.

**Condición compactada a densidad natural (D):** Mediante el remoldeo de muestras naturales de los dos horizontes, se obtienen especímenes sin estructura. Este suelo, al cual se le retiró la componente cementante, es llevado mediante compactación estática a su estado volumétrico natural o inicial (contenido de agua, densidad y relación de vacíos). De esta manera se obtiene el comportamiento del suelo en dos escenarios, para las mismas condiciones iniciales: comportamiento *con* y *sin* estructura. De igual manera, las muestras se ensayan sin inundar la cámara.

**Condición compactada a densidad máxima (C):** A partir de suelo remoldeado (sin estructura), se prepararon muestras con una densidad equivalente a la densidad máxima del ensayo Proctor estándar, y con un contenido de agua equivalente al contenido de agua óptimo obtenido del ensayo de proctor. Esta condición representa el estado estructural de un relleno vial o terraplén, y se estima que sea el mejor arreglo geométrico o empaquetamiento que puede tener el suelo a nivel de fábrica. Con el análisis de esta condición, se estudió el efecto que tiene el mejoramiento del suelo por compactación, luego de que se le había retirado la estructura, comparado con el que presenta el material en condiciones naturales.

**Condición Reconstituida (SL):** Una condición adicional que se estudió fue la de suelos reconstituidos a partir de una suspensión al límite líquido o “slurry”. Este estado se evaluó para determinar el espacio permisible por la microestructura en el comportamiento mecánico del perfil de suelo. Leroueil y Vaughan (1990) determinaron que este espacio permisible, se localiza entre la curva del material en suspensión (slurry) y la del suelo en estado natural, de manera que teniendo estos dos comportamientos se pudo confirmar la influencia que ejerce la microestructura en el comportamiento mecánico y la rigidez del perfil de suelo. Esta condición

genera la fábrica más suelta posible del material sin estructura, con respecto a los demás estados analizados.

**Muestra natural en Condición de saturación total (SA):** Finalmente, se estudió la condición más crítica del comportamiento mecánico de los suelos lateríticos del Vichada, la cual resulta ser la saturación total. Para esto, se tomaron muestras inalteradas (talladas directamente del bloque) y se ensayaron en condiciones saturadas (inundando la cámara durante todo el ensayo). Con esto se retira cualquier aporte de la succión al comportamiento mecánico, determinando así el efecto que la reducción de la succión en la degradación de los enlaces cementantes.

Las condiciones iniciales de todas las muestras se presentan en la Tabla 5-1. El prefijo utilizado designa la condición de estructura, y el número corresponde al estrato u horizonte analizado.

MUESTRA	Condición de ensayo	w (%)	$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_0$	S (%)
N1	Estado Natural, correspondiente al horizonte 1 y ensayada parcialmente saturada.	32.56	17.00	12.82	1.18	76.99
N2	Estado Natural, correspondiente al horizonte 2 y ensayada parcialmente saturada.	35.83	16.90	12.44	1.24	80.33
D1	Condición compactada a densidad natural, correspondiente al horizonte 1 y ensayada parcialmente saturada.	32.56	17.50	13.20	1.11	81.84
D2	Condición compactada a densidad natural, correspondiente al horizonte 2 y ensayada parcialmente saturada.	33.97	16.60	12.39	1.24	76.16
C1	Compactada a densidad máxima. Horizonte 1. Ensayada parcialmente saturada.	22.40	19.70	16.09	0.73	85.61
C2	Compactada a densidad máxima. Horizonte 2. Ensayada parcialmente saturada.	23.30	18.67	15.14	0.84	77.11
SL1	Suspensión preparada desde el límite líquido. Horizonte 1.	60.00	17.00	10.63	1.63	102.70
SL2	Suspensión preparada desde el límite líquido. Horizonte 2.	63.00	16.90	10.37	1.69	103.63
SA1	Condición inalterada, correspondiente al horizonte 1 y ensayada en estado de saturación total.	32.56	17.50	13.20	1.12	100.0
SA2	Condición inalterada, correspondiente al horizonte 2 y ensayada en estado de saturación total.	35.83	17.00	12.52	1.23	100.0

Tabla 5-1. Condiciones de ensayo y estados volumétricos iniciales

Convenciones:

w (%): contenido de agua  
 $\gamma_t$  (kN/m<sup>3</sup>): Peso unitario total

---

$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> ):	Peso unitario seco
$e_0$ :	Relación de vacíos inicial
S (%):	Grado de saturación.

### 5.3 Descripción del procedimiento experimental

Para los ensayos de compresión confinada o edométrica con medición simultánea de velocidades de onda, se utilizó el montaje experimental descrito en el capítulo anterior. Las muestras de suelo naturales se tallaron directamente del bloque de material inalterado, todas las demás fueron compactadas estáticamente a velocidades muy bajas directamente en el anillo de confinamiento. Cuando las muestras de suelo estaban en el anillo, este se introdujo dentro de la cámara, la cual antes de comenzar los ensayos ya tiene alojado en su interior el transductor emisor de ondas de corte y compresión, de manera que la muestra de suelo se posa sobre este. El montaje tiene incluidas unas piedras porosas de forma anular, conectadas a un sistema de drenaje que garantiza la salida expedita de agua durante toda la ejecución. Con la muestra de suelo al interior de la cámara se coloca el transductor receptor y se fijan el centrador del anillo y la cámara. Para los ensayos en condición saturada se vierte agua al interior de la cámara y se deja saturando la muestra por un tiempo no menor a 24 horas. Es importante mencionar que en los ensayos parcialmente saturados las piedras porosas se encontraban totalmente secas.

Con la muestra de suelo al interior de la cámara se conectan los transductores al equipo de emisión y recepción de señales y se realiza la primera medición de velocidades de onda sin colocar aún el primer incremento de carga. Habiendo registrado la señal, se procede a realizar los incrementos de carga comenzando por 0.5kg y finalizando con 32kg, en intervalos diarios garantizando así que se disipen los excesos de presiones de poros. Antes de colocar el incremento cada día se realiza una medición de velocidad de onda de corte y compresión para obtener la variación del módulo de corte para varios niveles de esfuerzo vertical. Finalmente, se repite el procedimiento para los intervalos de descarga.

### 5.4 Retención de agua y distribución de poros

Se construyeron las curvas de retención de agua, en humedecimiento y secado, para muestras de los dos horizontes del perfil de suelo, mediante el uso del psicrómetro WP4C del laboratorio de geotecnia de la Universidad Nacional de Colombia (Fotografía 5-1). Las curvas se

construyeron a partir de una (1) muestra para el proceso de secado y otra para el de humedecimiento, la cual se iba secando al aire o humedeciendo con un aspersor de agua, hasta alcanzar el contenido de agua deseado, y se dejaba estabilizar por 24 horas antes de tomar la lectura.



Fotografía 5-1. Detalle del Psicrómetro WP4C

Dado que los suelos estudiados en la presente investigación, se encuentran en condición de saturación parcial, es necesario determinar la succión que presentan para un contenido de agua dado. Autores como Mendoza (2004), Pineda-Jiménez (2004) y García (2004), demostraron que la rigidez o resistencia incrementan con la succión (o disminuye con el grado de saturación), y procesos de humedecimiento para un esfuerzo de confinamiento dado, pueden inducir deformaciones volumétricas irrecuperables, conocidas como colapso (Alonso; Gens y Josa, 1990). En la Figura 5-1 se presenta la curva de retención, en términos del contenido de agua gravimétrico, para los dos horizontes del perfil de suelo.

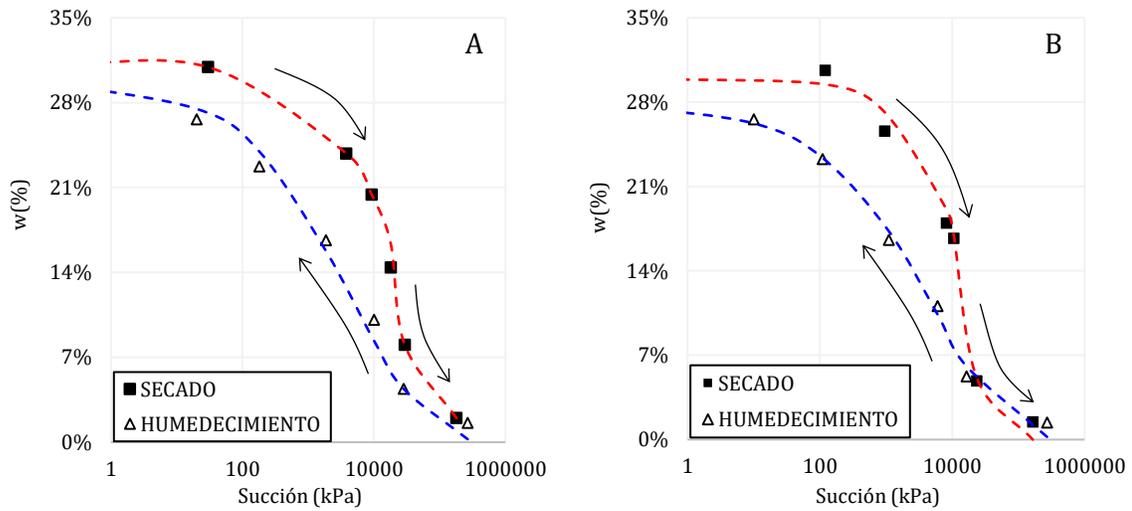


Figura 5-1: Curvas de retención en términos del contenido gravimétrico de agua (w). A) Horizonte 1. B) Horizonte 2

El ajuste matemático de los datos experimentales se hizo a partir de la Ecuación 5-1 y Ecuación 5-2, propuestas por Fredlund & Xing (1994).

$$w(\psi) = C(\psi) \frac{w_s}{\left( \ln \left( e + \left( \frac{\psi}{a} \right)^n \right) \right)^m} \tag{Ecuación 5-1}$$

$$C(\psi) = \left( \frac{-\ln \left( 1 + \frac{\psi}{\psi_r} \right)}{\ln \left( 1 + \left( \frac{1000000}{\psi_r} \right) \right)} + 1 \right) \tag{Ecuación 5-2}$$

Donde:

- $w(\psi)$ : Contenido de agua gravimétrico
- $w_s$ : Contenido de agua para el 100% de saturación
- $\psi$ : Succión
- $\psi_r$ : Succión para el contenido de agua residual
- $a, n$  y  $m$ : coeficientes de ajuste de la ecuación
- $C(\psi)$ : Función de corrección

Este modelo matemático está formulado con base en la observación de la relación estrecha entre la forma de la curva de distribución de tamaños de los poros y la forma de la curva de retención de humedad (García, 2004). En efecto eso ocurre, para la curva en secado de los dos horizontes del perfil de suelo investigado.

El comportamiento histerético de las curvas en procesos de humedecimiento y secado es bien definido, y se debe a diversos factores entre los cuales se destacan la estructura de los poros y el movimiento de los frentes de humedecimiento y secado (Mendoza, 2004). En general, la forma y pendiente son muy similares para los dos horizontes, con un leve desplazamiento hacia abajo de la curva para el horizonte 2, lo cual indica que para un mismo contenido de agua, el horizonte superior registra una mayor succión, y por ende una mayor rigidez, aspecto que se develará en detalle en los siguientes capítulos.

En la Figura 5-2 se presentan las curvas de retención en términos del contenido volumétrico de agua ( $\theta = (Gs * \omega) / e$ ), en las cuales se aprecia nuevamente que la succión desarrollada por el horizonte 1 con respecto al 2, para estados volumétricos similares, es mayor, lo cual se debe a sus condiciones de microestructura, incluido un menor tamaño de poros dado por los procesos avanzados de meteorización. En esta figura también se presenta el valor de entrada de aire, calculado a partir de la metodología propuesta por Vanapalli et al. (1998); valor que de igual manera se ve influenciado por los procesos de alteración y la microestructura distintiva de cada horizonte del perfil de suelo. Se traza una línea horizontal desde el contenido de agua que representa el 100% de saturación, lo que se puede observar más claramente en la Figura 5-3. El valor de entrada de aire (V.E.A) determinado para el horizonte 1 es de 1850kPa, y el del horizonte 2 de 1100kPa, lo cual refuerza nuevamente el hecho de que el tamaño de poros del estrato superior es más pequeño.

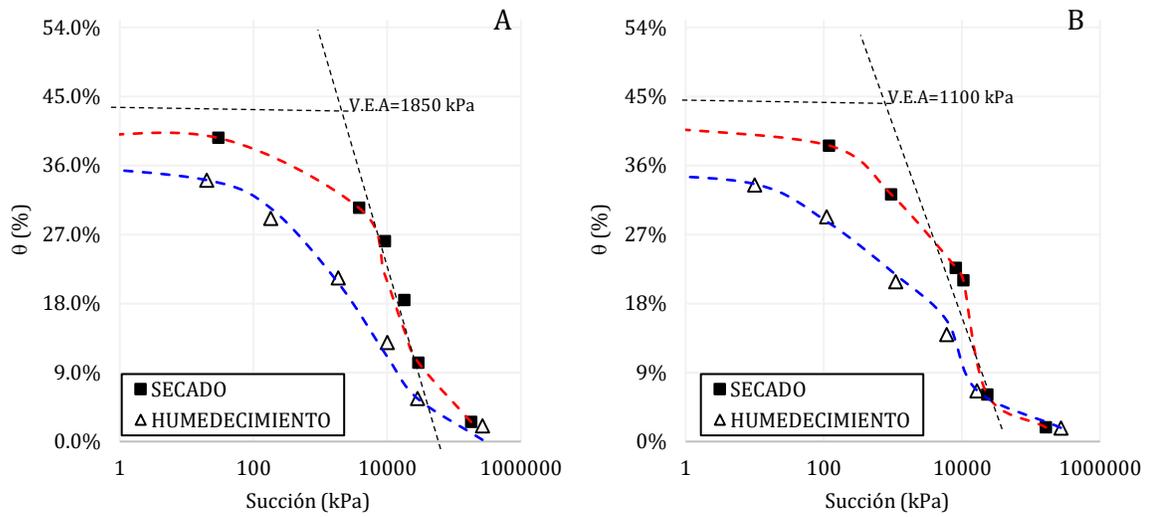


Figura 5-2: Curvas de retención en términos del contenido volumétrico de agua ( $\theta$ ). A) Horizonte 1. B) Horizonte 2.

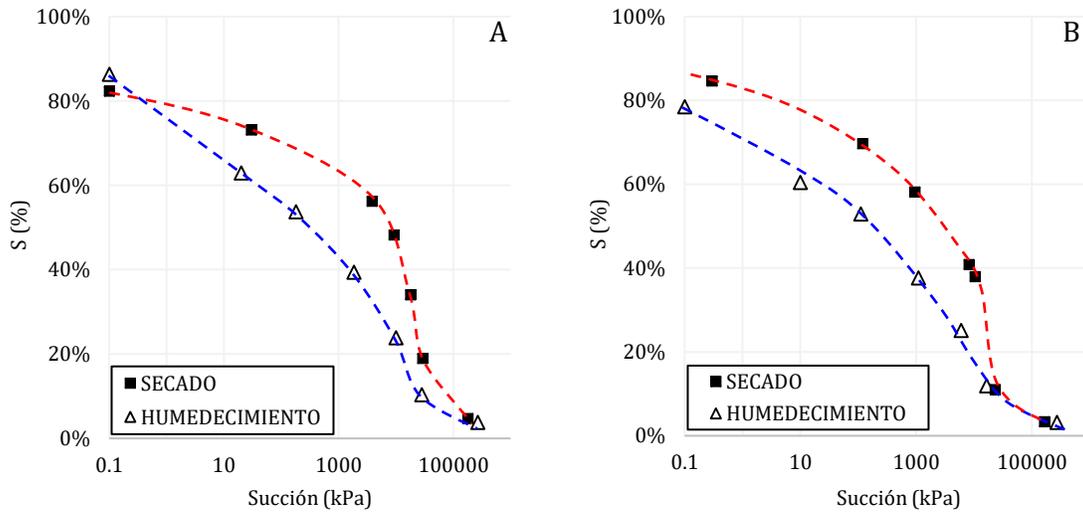


Figura 5-3: Curvas de retención en términos de la saturación ( $S$ ). A) Horizonte 1. B) Horizonte 2.

Teniendo en cuenta que la diferencia en las características de retención de los dos horizontes, es función del tamaño de poros; se determina su distribución a partir de la función de densidad propuesta por Juang & Holtz (1986), como una función del contenido volumétrico de agua, la cual se presenta en la Ecuación 5-3.

$$F_{px}(x) = \int_x^\infty f_{px}(x)dx = \frac{\theta_s - \theta}{\theta_s} * 100 \tag{Ecuación 5-3}$$

Donde:

- $F_{px}(x)$ : Función de densidad del tamaño de poros
- $\theta_s$ : Contenido de agua volumétrico de saturación
- $\theta$ : Contenido de agua volumétrico para un valor de succión dado

A partir del procedimiento descrito por Watabe et al. (2000), se estimó la curva de distribución de tamaños de poros para cada valor de la succión, calculado mediante la Ecuación 5-4 (Marshall, 1958 tomada de Watabe et al., 2000). Con la Ecuación 5-3 y la Ecuación 5-4 se puede determinar finalmente la curva de distribución de poros de los dos horizontes del perfil de suelo, presentada en la Figura 5-4.

$$D = \frac{4T}{\psi} \tag{Ecuación 5-4}$$

Donde:

- $D$ : Diámetro de poros
- $T$ : Tensión superficial del agua ( $T=75\text{kPa}\cdot\mu\text{m}$  a  $20^\circ$ )
- $\psi$ : Succión

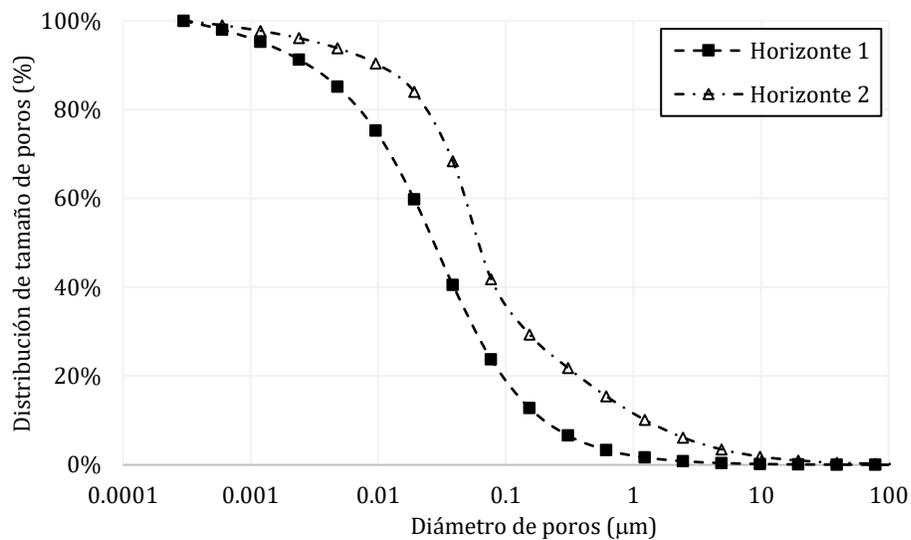


Figura 5-4: Distribución de tamaño de poros en los dos horizontes del perfil de suelo estudiado.

Es claro que el horizonte superior tiene un menor tamaño de poros que el subyacente, debido a los procesos de meteorización más avanzados en este estrato. Este hecho genera que para un mismo contenido de agua, el horizonte 1 desarrolle una mayor succión y por ende una mayor rigidez.

## 5.5 Compresibilidad

Autores como Vargas (1953), Burland (1990) y Leroueil & Vaughan (1990) han enmarcado el estudio de suelos estructurados a partir del análisis de la curva de compresibilidad en diferentes condiciones de estructura para un mismo contenido de agua. El uso de este gráfico en escala logarítmica en la mecánica de suelos, surge del hecho de que la curva de compresión virgen de un suelo sedimentario es aproximadamente lineal cuando se representa mediante una escala logarítmica en el eje del esfuerzo. Sin embargo, los suelos residuales en su génesis no fueron sometidos a un proceso de sedimentación y consolidación, y no tienen una línea de compresión virgen, de manera que analizar el comportamiento compresible en escala logarítmica puede conducir a graves errores en la comprensión e interpretación de las características de compresibilidad de los suelos residuales (Wesley L. D., 2010). Es por esta razón que se presentan en todos los casos las curvas tanto en escala logarítmica como aritmética.

El análisis de la compresibilidad de los dos horizontes de suelo tiene como principal objetivo determinar la influencia que ejerce la microestructura y el espacio permisible por la misma para los estados volumétricos de los materiales en condición natural, así como determinar esfuerzos de cedencia o pre consolidación aparente.

### 5.5.1 Condición natural

La primera condición que se estudió es la que presentan las muestras inalteradas (naturales), cuya curva representa la del material estructurado para el contenido de agua natural, y es el punto de partida para comparar cualquier otro estado volumétrico y de estructura.

En la Figura 5-5 se presenta la curva de compresibilidad para los dos niveles, elaborada a partir de muestras inalteradas y ensayadas en condición de saturación parcial, al contenido de agua

y succión que registraban in situ. El contenido de agua y la saturación para los dos niveles se reportaron en la Tabla 5-1.

A diferencia de los suelos sedimentarios, la relación de vacíos inicial de los materiales estructurados no guarda una relación directa con el estado de esfuerzos in situ, por ende, los esfuerzos de cedencia están relacionados con la microestructura que le proveen los procesos de meteorización (Pineda, 2011); sin embargo, de la curva de compresibilidad de la Figura 5-5 se resalta el hecho de que ambos estratos, partiendo de estados volumétricos diferentes, con una relación de vacíos mayor para el material menos alterado (inferior - N2), finalizan en un estado volumétrico muy similar (relación de vacíos final), lo que hace ver que el nivel superior tiene una estructura más rígida que le provee una menor compresibilidad.

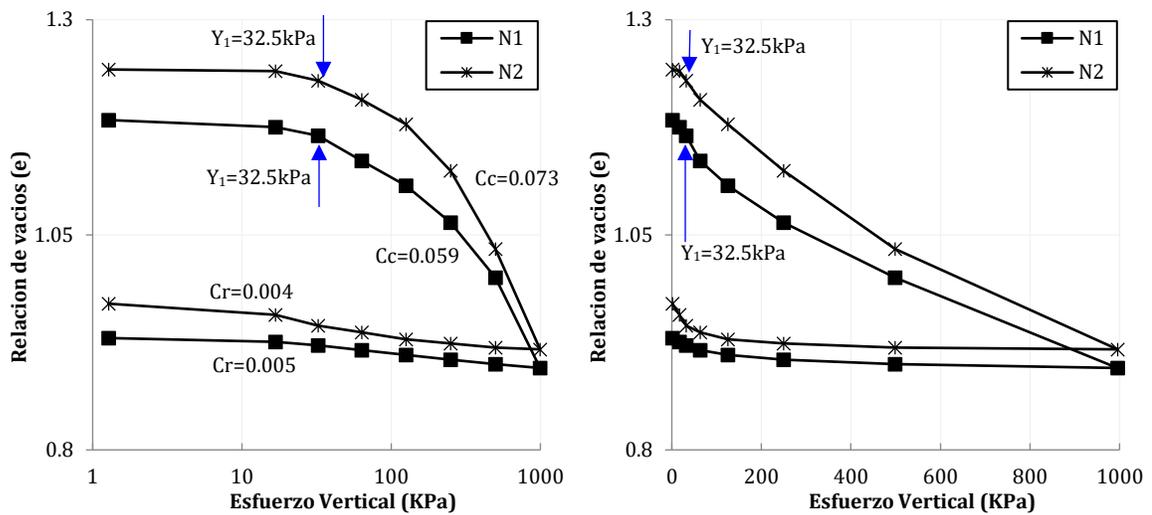


Figura 5-5: Curvas de compresibilidad para las muestras inalteradas

En la Figura 5-5 se evidencia un cambio en la pendiente para un valor de esfuerzo cercano a los 32.5kPa, valor que se designa como esfuerzo de pre-cedencia o cedencia inicial, el cual se da previo al esfuerzo de cedencia del material estructurado (Vaughan P. , 1988). En ambos casos los materiales presentan un endurecimiento por deformación asociado al aumento de la densidad y rigidez con el esfuerzo vertical, lo que Wesley (2010) esquematiza en la Figura 5-6 y menciona que es típico de suelos densos con un bajo índice de liquidez, siendo el caso de los dos niveles del perfil de suelo estudiado y típico de suelos lateríticos.

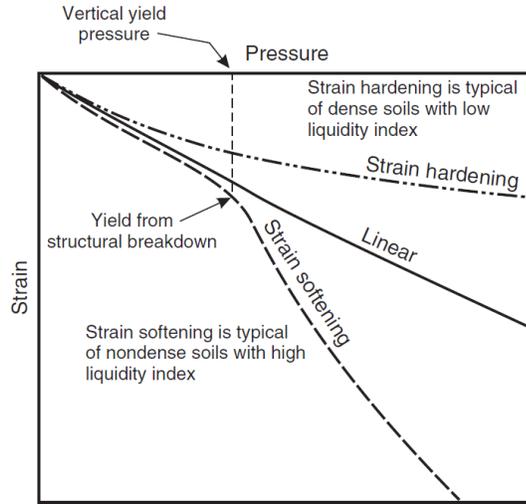


Figura 5-6: Esquema conceptual del comportamiento compresible de los suelos residuales (Wesley L. D., 2010).

Otro parámetro que puede ayudar a identificar diferencias en el comportamiento mecánico entre ambos perfiles en condiciones inalteradas es el módulo edométrico (M), definido como el inverso del coeficiente de compresibilidad  $m_v$ , el cual a su vez relaciona la variación de la deformación volumétrica con el esfuerzo, en condición confinada. La variación de este módulo con el esfuerzo normal para los dos estratos en condiciones inalteradas se presenta en la Figura 5-7.

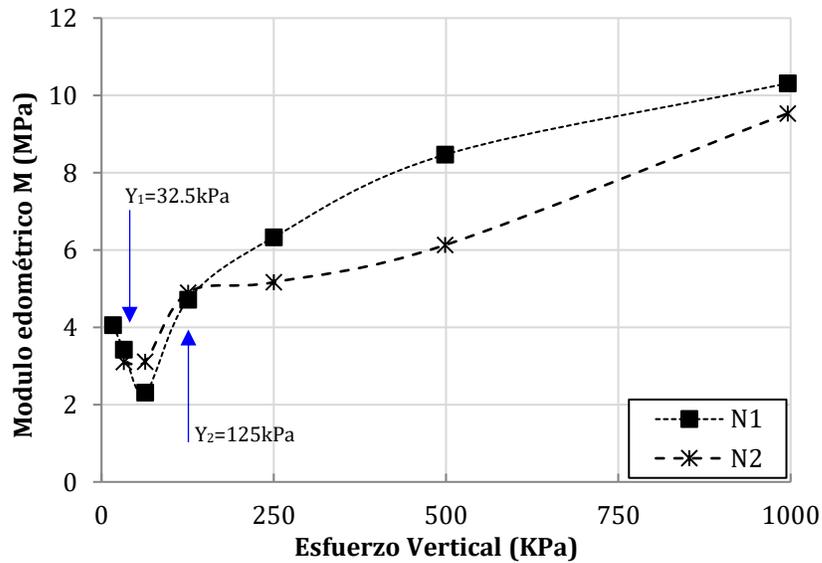


Figura 5-7: Variación del módulo edométrico para los dos niveles de suelo en condiciones inalteradas

En la Figura 5-7 se observan dos niveles de esfuerzo de interés. El primero coincide con el esfuerzo de pre-cedencia o cedencia inicial (Vaughan P. , 1988), notado en la Figura 5-5, para un valor de 32.5kPa, y el segundo es un cambio notable en la pendiente del horizonte subyacente (N2), para un esfuerzo de 125kPa, el cual resulta ser el esfuerzo de cedencia, asociado a la degradación de la estructura del suelo y en la medida que aumenta la deformación, al fracturamiento de los componentes minerales.

Este comportamiento del módulo edométrico fue presentado de manera esquemática por Janbu et al. (1981) en la Figura 5-8, para una arcilla sobreconsolidada, donde se aprecia una zona asociada a la ruptura de la estructura, cuando se alcanza el esfuerzo de pre consolidación.

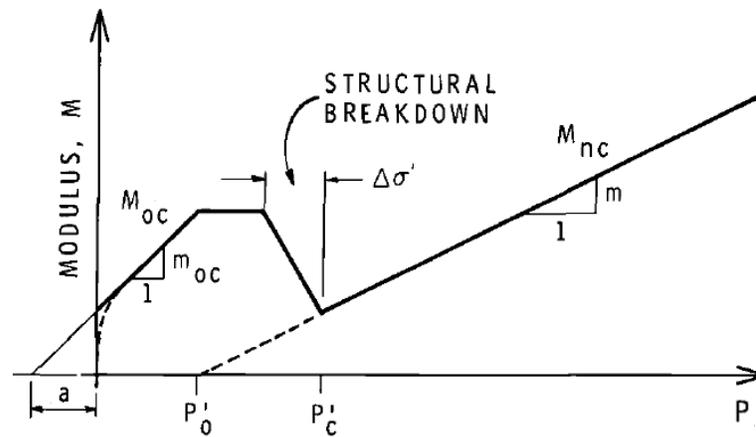


Figura 5-8: Curva idealizada de la variación del módulo edométrico (Janbu, Tokheim, & Senneset, 1981) tomado de (Yong & Townsend, 1985).

### 5.5.2 Espacio permisible por la estructura

Ya que se confirmó la existencia de una microestructura cementada que influye en las características de resistencia y rigidez de los dos horizontes de suelo en estado natural, se estudian ahora las características de esta microestructura y el espacio permisible por la misma. A partir de suelo sin estructura (preparado con material natural remoldeado), y llevado al estado volumétrico de la condición natural (compactándolo al contenido de agua y densidad iniciales o inalteradas), se obtuvo el comportamiento para una condición en la cual la microestructura no aporta a la rigidez. Adicionalmente, se comparan estos dos comportamientos (con y sin estructura), con el que presenta el material en suspensión al límite líquido (slurry); curva que demarca el espacio permisible por la estructura y corresponde al comportamiento para la condición más suelta posible a nivel de fábrica.

El comportamiento mecánico de los suelos residuales fabricados desde una solución en suspensión “slurry” es comparable con el que exhiben los suelos sedimentarios durante procesos de re-sedimentación, comportamiento conocido como compresión virgen o intrínseca (Burland, 1990); sin embargo, la génesis de los suelos residuales no está asociada a procesos de sedimentación, por lo que la compresibilidad en este estado de suspensión sirve como herramienta para determinar si la estructura del suelo ejerce influencia en el comportamiento mecánico del mismo, mas no para tratar de replicar procesos asociados a la génesis misma de los materiales.

En la Figura 5-9 se presenta la curva de compresibilidad para el horizonte 1. Es evidente la diferencia en el comportamiento para los estados natural (N1) y sin estructura o compactado a densidad natural (D1), a pesar de que ambos partieron de la misma condición inicial, lo cual pone de manifiesto la influencia que ejerce la microestructura en el comportamiento mecánico de este horizonte. Por su parte, la curva del material en suspensión “slurry”, marca el espacio permisible por la estructura. Esta curva (SL1) se alinea con la del material desestructurado (D1), luego de que se alcanza el esfuerzo de cedencia para la condición sin estructura, cercano a un valor de 60kPa. A partir de este valor de esfuerzo, se incrementa notablemente la compresibilidad. En la Figura 5-10 se presenta el espacio permisible para estados volumétricos de suelos estructurados.

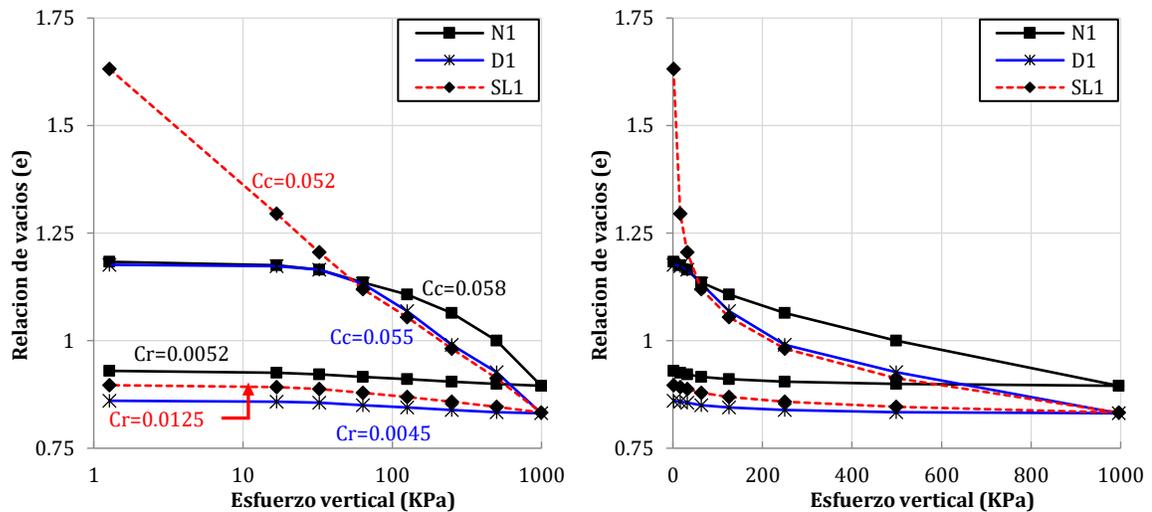


Figura 5-9: Curvas de compresibilidad para el horizonte 1. Muestra inalterada (N1), compactada a densidad natural (D1) y en suspensión “slurry” (SL1).

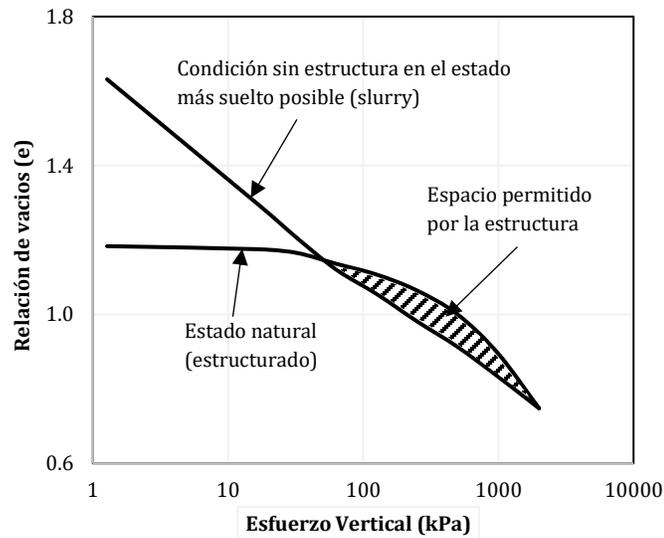


Figura 5-10: Espacio permitido para suelos estructurados en el horizonte 1

Leroueil & Vaughan (1990) destacan tres aspectos importantes que se cumplen para los materiales que se localizan en el espacio permisible por la microestructura:

- En esta zona no se prevé la generación de grandes deformaciones plásticas, de manera independiente a la rigidez del cementante.
- El suelo tendrá una elevada rigidez hasta alcanzar el esfuerzo de cedencia, siempre y cuando parta de una condición inicial localizada en el espacio permisible por la estructura.
- Se pueden producir grandes deformaciones volumétricas cuando la cedencia se de en el espacio permisible por la estructura, y estas dependerán de la relación de vacíos inicial y la diferencia de esta con la relación de vacíos del material estructurado

Por su parte, Wesley (1974) reporta un resultado similar con respecto a la evaluación de la compresibilidad para un suelo residual de origen volcánico proveniente de Java (Indonesia). En la Figura 5-11 se observa que de la misma manera en cómo ocurre para el horizonte superior estudiado en la presente investigación, la condición sin estructura (remoulded) se alinea con la suspensión (slurry) para un cierto nivel de esfuerzo, y estas dos a su vez marcan el espacio permisible por la estructura con respecto a la curva del material inalterado o natural (intact).

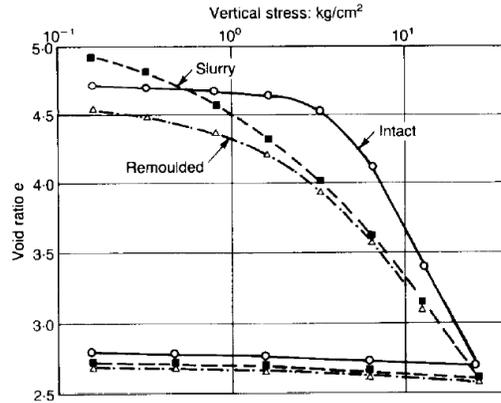


Figura 5-11: Ensayo edométrico de un suelo residual de Java, en condición natural, remoldeada y en suspensión “slurry”. (Wesley L., 1974).

En la Figura 5-12 se presentan las curvas de compresibilidad para el horizonte 2. En este nivel de suelo se observa que la línea del material en estado natural (N2) tiene la misma forma y pendiente del estado compactado a densidad natural (D2), lo cual indica que la microestructura en este caso, no influye de manera significativa en el comportamiento mecánico. Se observa además que en este nivel de suelo, todos los estados convergen a un mismo comportamiento, para un esfuerzo cercano a los 250kPa, valor que resulta ser superior al encontrado para el horizonte 1. Este valor coincide con el nivel de esfuerzo al que se llevaron las muestras desestructuradas (D2), mediante el proceso de reconfiguración por compactación estática, cuya curva se presenta en la Figura 5-13.

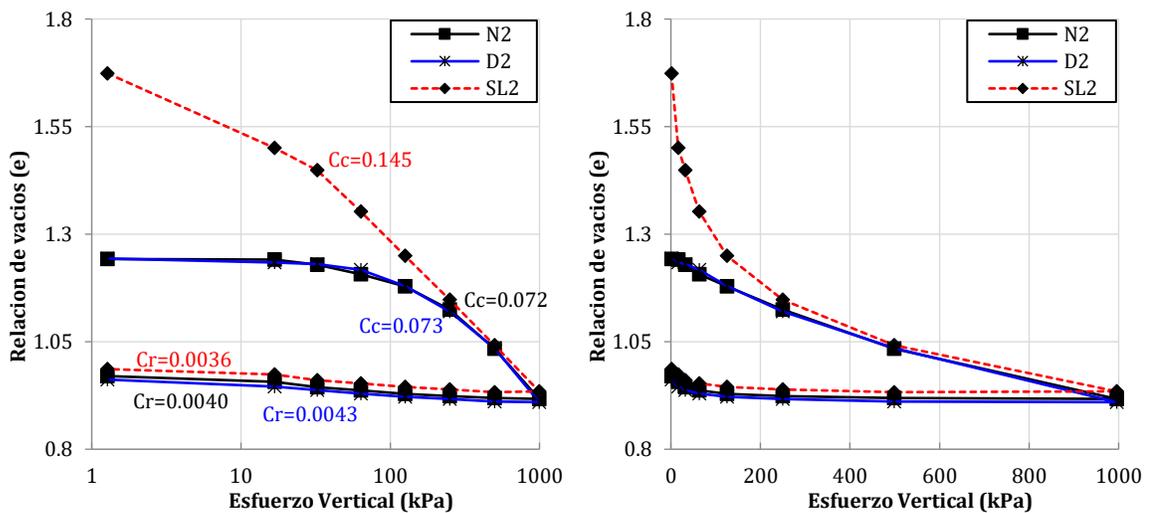


Figura 5-12: Curvas de compresibilidad para el horizonte 2. Muestras inalteradas (N2), desestructuradas (D2) y en suspensión “slurry” (SL2).

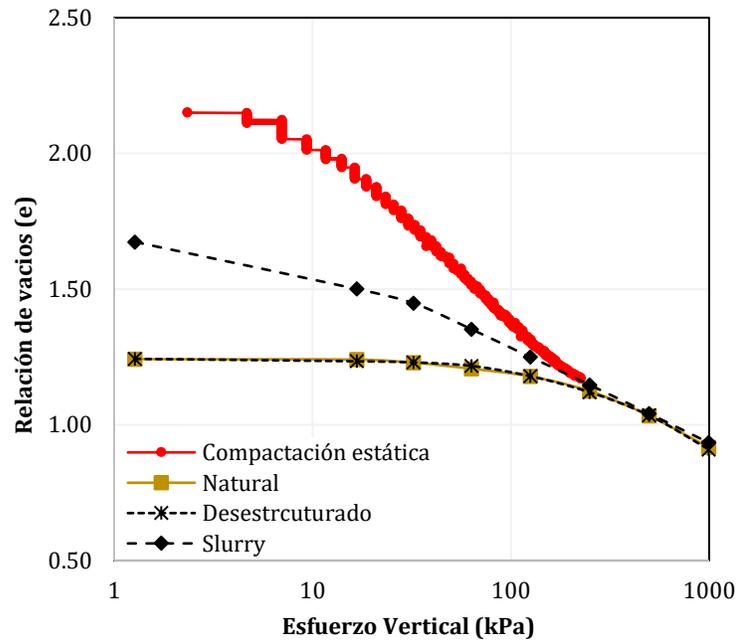


Figura 5-13: Curva de compactación estática para el horizonte 2.

Resultados similares reportó Wesley (2010) para diferentes condiciones de estructura, en un suelo laterítico de color rojo (Figura 5-14), el cual coincide con el horizonte 2 en su tonalidad, dada por la presencia de hidróxidos de hierro. En este caso, al igual que para el horizonte 2 del perfil de suelo estudiado, se observa que la condición *con* y *sin* estructura, presentan un comportamiento similar, de lo cual se concluye que la microestructura no aporta de manera significativa a la rigidez en este caso en particular.

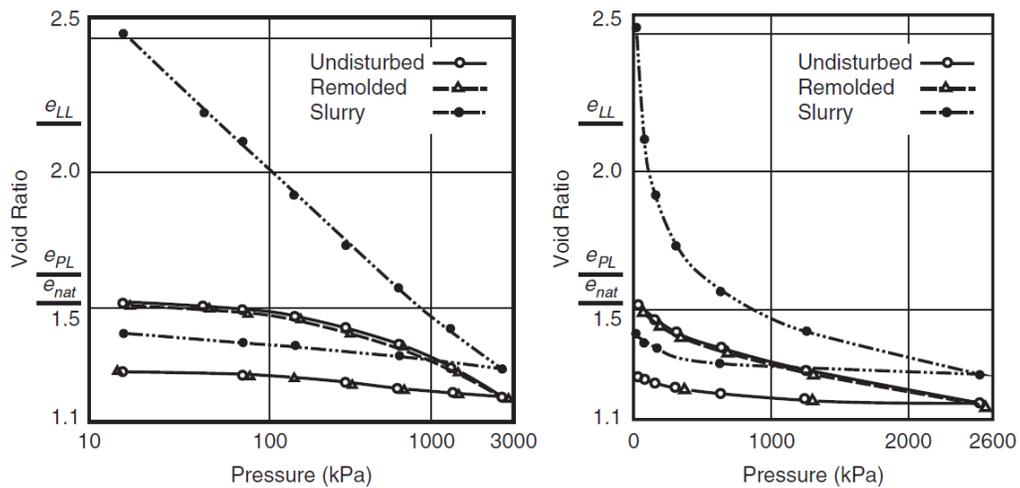


Figura 5-14: Curvas de compresibilidad para un suelo tropical rojo (Wesley L. D., 2010).

Para establecer diferencias en el comportamiento mecánico de los dos horizontes del perfil de suelo estudiado, se presenta en la Figura 5-15 la variación del módulo edométrico con el esfuerzo vertical. En el horizonte 1 (Figura 5-15-A) es evidente la diferencia en el comportamiento del suelo en estado natural con respecto al desestructurado, lo que no sucede en el horizonte 2 (Figura 5-15-B), ya que se observa que ambos estados con y sin estructura tienen un comportamiento similar. La condición sin estructura del horizonte superior se alinea con la curva del material en suspensión al límite líquido, lo que confirma el hecho de que la microestructura en este nivel es quien le provee una mayor rigidez y resistencia.

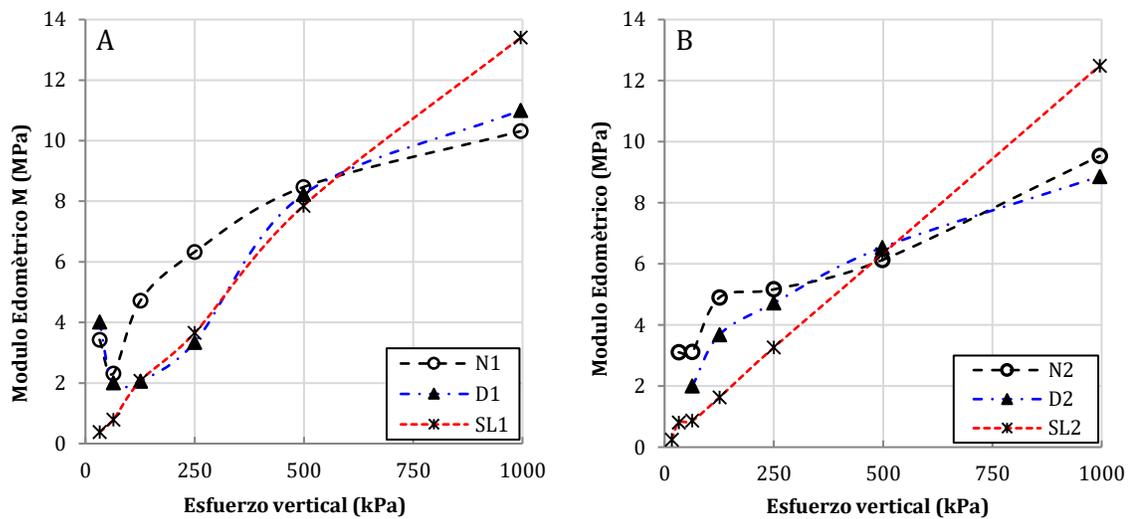


Figura 5-15: Variación del módulo edométrico para los dos niveles de suelo en condición inalterada (N), desestructurada (D) y en suspensión (SL). A) Horizonte 1 (Superior). B) Horizonte 2 (Inferior).

El horizonte superior registra una mayor rigidez con respecto al horizonte inferior en estado natural. Adicionalmente, se observa que al retirar cualquier vestigio de la microestructura mediante remoldeo y posterior reconstitución, se presenta una reducción notable en la rigidez para el horizonte 1, lo cual no es tan evidente en el horizonte menos alterado, puesto que este, como se ha visto, no tiene un aporte tan significativo proveniente de los procesos de meteorización. Pineda (2011) encontró que el espacio permisible por la estructura a partir del análisis del módulo edométrico, se localiza por encima de la relación  $M_{oedn}/M_{oedc}=1$ , siendo el numerador el módulo en condiciones naturales y el denominador en condición desestructurada. Este mismo análisis se realizó para los materiales *con* y *sin* estructura en los dos horizontes estudiados, y los resultados se presentan en la Figura 5-16.

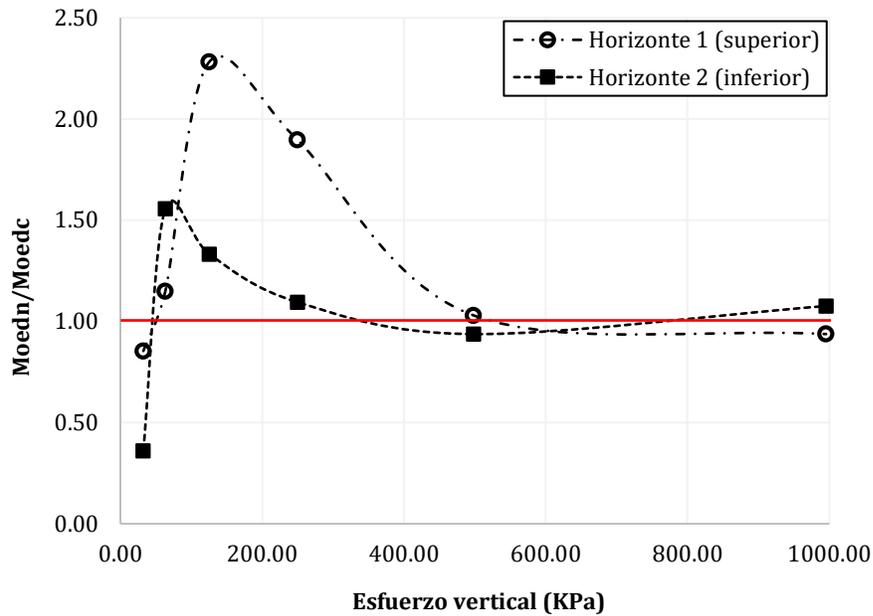


Figura 5-16: Variación del módulo edométrico normalizado ( $M_{oedn}/M_{oedc}$ ) con respecto al esfuerzo efectivo.

Se observa que ambos niveles de suelo parten de valores inferiores a 1.0; sin embargo, el horizonte superior registra una relación de módulos muy cercana a la unidad ( $M_{oedn}/M_{oedc}=0.83$ ), lo que confirma la mayor rigidez de este nivel con respecto al subyacente.

El hecho de que el estrato inferior presente una mayor rigidez en la condición desestructurada con respecto a la natural, está asociado a que la microestructura no ejerce gran influencia en el comportamiento mecánico de este nivel, y también al estado de esfuerzo inicial que se indujo mediante el proceso de reconfiguración por compactación estática.

Para esfuerzos superiores a 30kPa; valor cercano a la condición de esfuerzos in situ, se observa que la rigidez en estado natural es notablemente mayor con respecto al material sin estructura en los dos niveles de suelo, siendo más evidente en el estrato superior. Para un valor de esfuerzo de 125kPa se observa un cambio en la pendiente de la curva para el horizonte 1, lo cual está asociado a la degradación de la microestructura y se identificó como el esfuerzo de cedencia de los materiales estructurados. Finalmente, se observa que para un esfuerzo cercano a los 500kPa, el material en estado natural, registra una reducción en la rigidez por debajo del

material sin estructura y es cuando todos los estados volumétricos convergen a una misma condición.

A partir de los resultados obtenidos se confirmó que la microestructura del horizonte más alterado por los procesos de meteorización, le provee una mayor rigidez con respecto al que subyace en el perfil. También se puso de manifiesto que el agua ejerce influencia en el comportamiento mecánico, reduciendo la succión con el aumento en su contenido, y en segunda instancia degradando los enlaces cementantes.

### **5.5.3 Variación de las condiciones de estructura**

En esta sección se analiza el efecto de dos (2) procesos físicos que se dan comúnmente en los suelos lateríticos del departamento del Vichada y que influyen directamente en sus condiciones de estructura y por ende en la rigidez. El primero de ellos es la compactación a densidad seca máxima; proceso que se da cuando se conforman los rellenos viales o terraplenes a partir de material natural; el cual se remoldea, se seca y se lleva al contenido de agua óptimo para luego ser compactado. El segundo proceso es la saturación, la cual se da durante eventos de alta precipitación, por lo general largos y de poca intensidad. El perfil de suelo se caracteriza por presentar una microestructura cementada y encontrarse en condición de saturación parcial, de manera que la acción del agua se constituye como el factor que más altera las características de rigidez y resistencia de los dos horizontes.

Las muestras compactadas a densidad máxima, como se mencionó en el apartado 5.2 *Condiciones de estructura analizadas*, fueron preparadas a partir de material natural, que luego fue remoldeado y posteriormente compactado estáticamente al contenido de agua óptimo obtenido del ensayo de proctor estándar. Por su parte, las muestras saturadas se lograron tallando directamente del bloque especímenes inalterados, los cuales se ensayaron en compresión edométrica, pero con saturación total durante todo el ensayo.

En la Figura 5-17 se presentan las curvas de compresibilidad para el horizonte 1 (superior), en los estados: Natural (N1), compactado a densidad seca máxima (C1) y en condición de saturación total (SA1). Se observa que las dos condiciones de estructura diferentes a la natural, modifican el comportamiento compresible del suelo. En el caso de la saturación, es notable el aumento de la compresibilidad, a pesar de que ambos materiales (natural y saturado), parten

de las mismas condiciones de estructura inicial. La rigidez disminuye de manera inmediata; sin embargo, el esfuerzo de pre-cedencia o cedencia inicial, continúa estando cercano a los 40kPa. El agua ejerce un efecto notorio en la disolución de la componente cementante, llevando al material a un estado en el cual la microestructura ya no aporta a la rigidez, para esfuerzos superiores al de pre-cedencia. De igual manera, la saturación total retira el aporte de la succión a la resistencia, lo que se traduce en una disminución inmediata en la rigidez en esta condición. En el estado compactado (C1) el primer efecto que se observa es la reducción en la relación de vacíos inicial. El rango en el que se presenta el esfuerzo de pre-cedencia, se mantiene también en este estado compactado, lo cual denota que este proceso se da a nivel de fábrica sin involucrar aun la degradación de la microestructura, lo cual es consecuente con lo que menciona Vaughan (1988), quien sugiere que esta cedencia primaria tienen una componente elástica y se da para esfuerzos menores a los de la cedencia de la estructura.

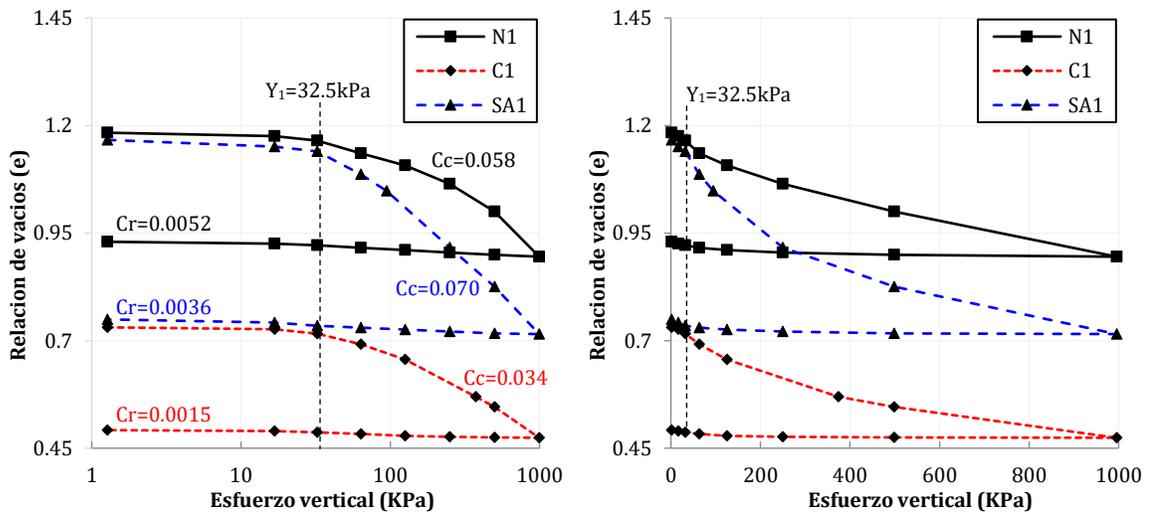


Figura 5-17: Curvas de compresibilidad para el horizonte 1. Estado natural (N1), saturado (SA) y compactado (C).

En la Figura 5-18 se presentan las curvas de compresibilidad para el horizonte 2 en las condiciones: natural (N), compactada (C) y saturada (SA). En este horizonte es mucho más evidente el aumento de la compresibilidad para la condición saturada. La diferencia en las deformaciones volumétricas con respecto al estado natural, se dan para el primer incremento de esfuerzo. El hecho de que sea más susceptible al efecto de la saturación está relacionado con una microestructura más débil comparada con la del estrato superior, y al mayor contenido de agua en estado natural que presenta este estrato, lo cual implica una menor

succión aportando a la rigidez. En esta condición se identifica un único esfuerzo de cedencia, debido a que la componente microestructural en este horizonte no ejerce influencia en la rigidez. Este hecho se puso de manifiesto en el apartado anterior cuando se compararon los dos horizontes en estado natural.

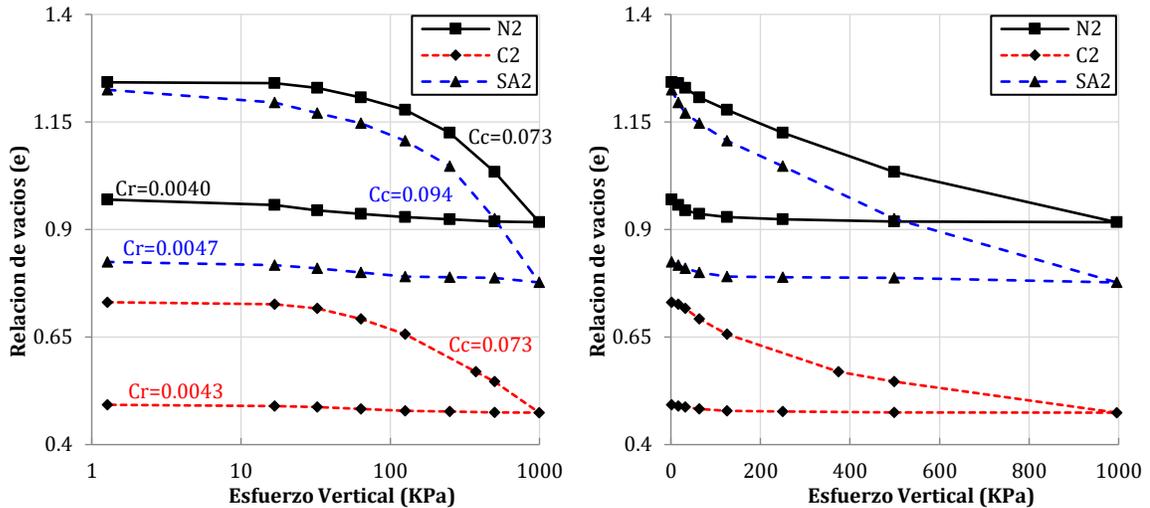


Figura 5-18: Curvas de compresibilidad para el horizonte 2. Incluidos los estados para contenido de agua óptimo y saturado

La influencia del agua degrada incluso las propiedades de los materiales compactados, lo que es claramente visible en el departamento del Vichada a lo largo de las vías en las que se usaron suelos lateríticos para conformar terraplenes viales. En la Fotografía 5-2 se presenta el antes y después de las vías en el departamento, luego de que se presentan eventos de precipitación y se saturan los materiales.



Fotografía 5-2. Conformación de rellenos viales con material laterítico en el departamento del Vichada (antes y después de las lluvias). (Militares, 2016).

Con respecto a la condición compactada del horizonte 2 (C2), el primer efecto que se observa es la disminución de la relación de vacíos inicial. En este caso, se percibe un cambio más abrupto en la pendiente de la curva en escala logarítmica, para el nivel de esfuerzo denominado como cedencia inicial (entre 40kPa y 60kPa), y al igual que para el suelo saturado, este resulta ser el único esfuerzo de cedencia que se puede identificar en el horizonte 2, en las condiciones de estructura analizadas.

Un resultado similar reportó Vargas (1953) en suelos residuales lateríticos de Brasil (Figura 5-19), encontrando que el material inalterado efectivamente registra un mejor comportamiento mecánico, con respecto al mismo luego de ser remoldeado (compactado a densidad natural). De igual manera encontró que la curva del material desestructurado se alinea con la muestra en suspensión (remoulded at the liquid limit), y finalmente demostró que el comportamiento mecánico de los suelos lateríticos compactados a densidad máxima resulta estar por debajo del que presenta el suelo en estado natural.

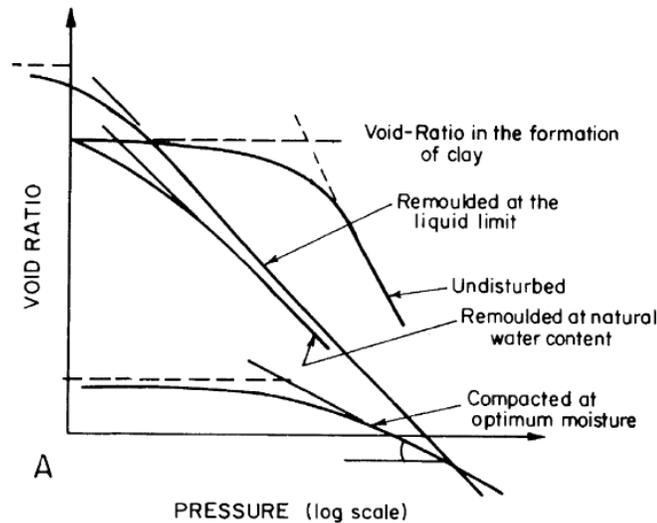


Figura 5-19: Curvas de compresibilidad para un suelo residual laterítico de Brasil. (Vargas, 1953).

En la Figura 5-20 se presentan la variación del módulo edométrico para las condiciones natural (N), saturada (SA) y compactada a densidad máxima (C), para los dos horizontes del perfil de suelo. Se grafica además el estado en suspensión (slurry - SL), como referencia para el estado más suelto posible del suelo sin estructura. Son notables las diferencias en el comportamiento de los dos horizontes del perfil. En el caso del horizonte 1 (Figura 5-20 - A) se observa que los

estados compactado y saturado difieren bastante de la condición natural; sin embargo, se percibe el mismo esfuerzo de cedencia inicial en las tres condiciones (cercano a 40kPa), asociado como ya se ha dicho a la presencia de una microestructura cementada.

Por otra parte, en el horizonte 2 (Figura 5-20 – B) se observa que la condición saturada y compactada guardan una similitud con el comportamiento del suelo natural hasta un esfuerzo cercano a los 250kPa, punto en el cual se presentan cambios irreversibles en la estructura del suelo.

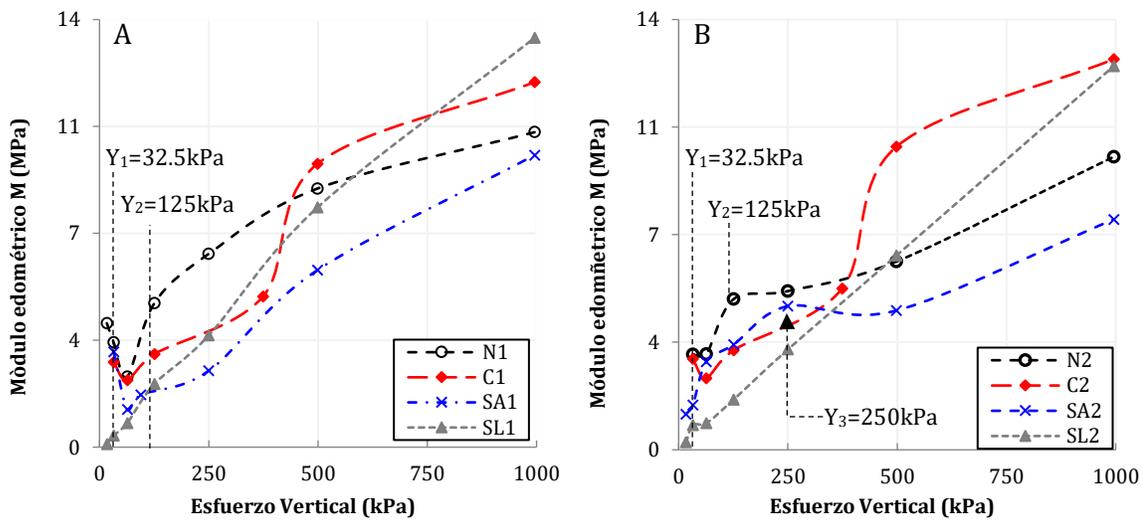


Figura 5-20: Variación del módulo edométrico para los dos niveles de suelo en condición Natural (N), Compactada a densidad máxima (C), Saturada (SA) y en suspensión (SL). A) Horizonte 1. B) Horizonte 2.

Del análisis de las diferentes condiciones de estructura, se pueden extraer aspectos relevantes en cuanto a la influencia que ejercen estos procesos en el comportamiento mecánico y la rigidez del perfil de suelo. Estos aspectos se detallan en la Tabla 5-2.

Condición analizada	Horizonte 1 (Superior)	Horizonte 2 (inferior)
Estado Natural.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Mayor rigidez comparado con el horizonte subyacente</li> <li>• Comportamiento mecánico fuertemente influenciado por la microestructura cementada.</li> <li>• Se logra identificar el espacio permisible por la estructura.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Menor rigidez comparada con el estrato superior.</li> <li>• Poca influencia de la microestructura en el comportamiento mecánico.</li> </ul>
Compactado a densidad natural	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La rigidez decrece notablemente comparada con el estado natural.</li> <li>• Se identifica un único esfuerzo de cedencia.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• No existen diferencias sustanciales en el comportamiento con y sin estructura.</li> </ul>
Condición compactada a densidad máxima	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La rigidez inicial es menor que en el estado natural, a pesar de que se incrementó la compacidad.</li> <li>• Se identifican dos esfuerzos de cedencia, y el primero coincide con el esfuerzo de cedencia inicial asociado a la microestructura.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La rigidez es un poco menor que en estado natural.</li> <li>• Luego de que se alcanza la cedencia, el módulo edométrico se incrementa de manera proporcional con la densidad del material.</li> </ul>
Condición natural ensayada saturada	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Existe un decrecimiento inicial en la rigidez, asociado a la pérdida de succión, y el segundo se asocia a la degradación de la microestructura.</li> <li>• Este estado resulta tener una menor rigidez que el material reconstituido.</li> <li>• El esfuerzo de cedencia coincide con la cedencia inicial atribuida a la microestructura.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Se identifica el decrecimiento inicial debido a la pérdida de la succión, pero luego se recupera la rigidez hasta igualar el estado natural.</li> <li>• El esfuerzo de cedencia coincide con el del material en estado natural, pero el decrecimiento en la rigidez es mucho mayor en esta condición.</li> </ul>

Tabla 5-2. Aspectos relevantes del comportamiento compresible del perfil de suelos, en diferentes condiciones de estructura.

## 5.6 Relación de Poisson

En cada incremento de esfuerzo durante la compresión edométrica, se realizaron mediciones de velocidad de onda de corte y compresión, de manera que fue posible obtener la variación en la relación de Poisson con el esfuerzo vertical aplicado, a partir de una expresión extraída de la ecuación de onda detallada en el anexo B. La expresión que se utilizó para determinar la relación de Poisson a partir de las ondas de corte y compresión se presenta en la Ecuación 5-5

$$v = \frac{V_p^2 - 2V_s^2}{2(V_p^2 - V_s^2)}$$

Ecuación 5-5

Donde:

$\nu$  = Relación de Poisson

$V_s$  = Velocidad de onda de corte

$V_p$  = Velocidad de onda de compresión

El coeficiente de Poisson relaciona las deformaciones en planos ortogonales y es una medida de la isotropía y la rigidez en los materiales. Su variación con respecto al esfuerzo vertical, para las diferentes condiciones de estructura analizadas, es útil para establecer la influencia de la microestructura en la rigidez del perfil de suelo.

En la Figura 5-21 se presenta la variación de la relación de Poisson con el esfuerzo vertical para los dos niveles de suelo en condiciones naturales. Es claro que el horizonte 1 registra una relación de Poisson menor con respecto al horizonte subyacente, para todos los niveles de esfuerzo, lo cual, como se evidencio anteriormente, corresponde a la presencia de una microestructura cementada que le provee una mayor rigidez.

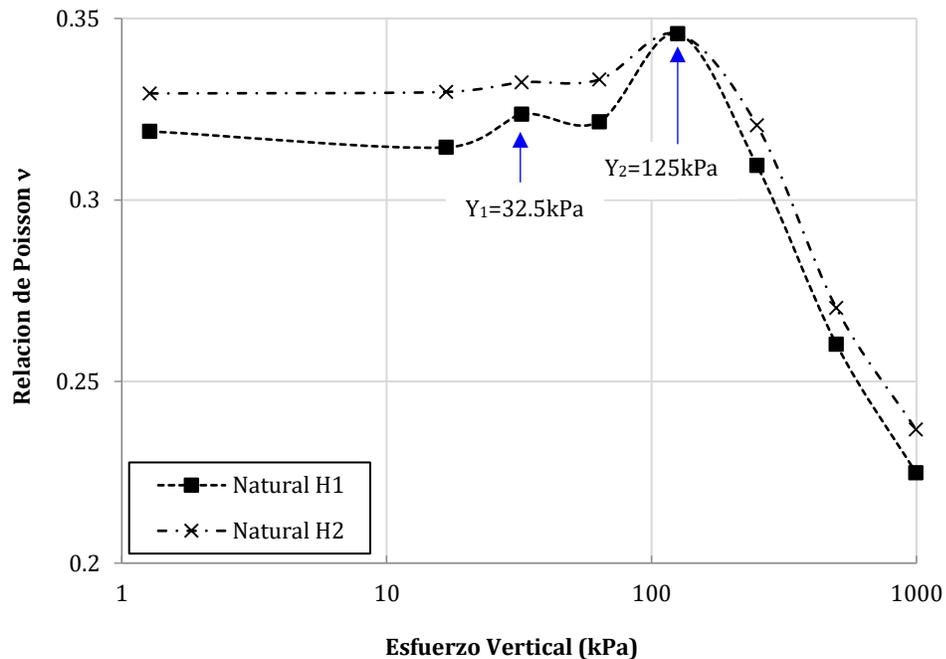


Figura 5-21: Variación de la relación de Poisson para los dos horizontes en condiciones naturales

En ambos horizontes se observa que la relación de Poisson se mantiene relativamente constante hasta un esfuerzo cercano a los 32.5kPa, lo cual es coherente con la trayectoria de esfuerzos que se impuso durante el ensayo (trayectoria  $K_0$ ), correspondiendo esto al rango elástico de los materiales. Este valor de esfuerzo coincide, con cierto grado de diferencia, con el esfuerzo de cedencia que se ha venido identificando a partir del estudio de la compresibilidad de los materiales. A partir de este valor de esfuerzo, se observa un cambio marcado en la tendencia, lo cual indica que se alcanzaron deformaciones irreversibles en los dos horizontes de suelo.

En la Figura 5-22 se presenta la variación de la relación de Poisson con el esfuerzo vertical en los dos horizontes de suelo, para la condición natural (N), desestructurada (D), compactada a densidad seca máxima (C), y saturada (SA). En general, la tendencia que registra la variación en la relación de Poisson coincide con la que se evidencio en el análisis de compresibilidad en cuanto al esfuerzo de cedencia y el aumento en la compresibilidad a partir de este nivel de esfuerzo.

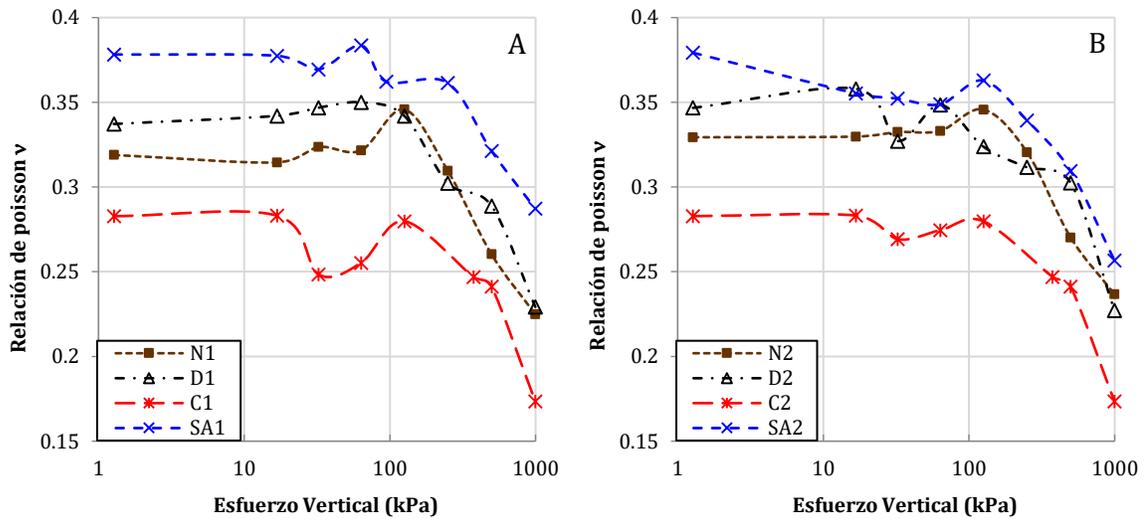


Figura 5-22: Variación de la relación de Poisson para todas las condiciones de estructura analizadas en los dos horizontes del perfil de suelo. (A) Horizonte 1 y (B) Horizonte 2.

En la Figura 5-22 (A) se observa que la condición natural registra una mayor rigidez con respecto a la desestructurada hasta un esfuerzo cercano a los 250 kPa, nivel en el cual se degradan completamente los enlaces cementantes y el comportamiento mecánico se da a partir de la interacción entre las partículas minerales. Por su parte, la saturación de muestras

inalteradas reduce la rigidez por la pérdida de la succión y la degeneración de la microestructura, lo cual se traduce en un aumento de la relación de Poisson para todos los niveles de esfuerzo. El nivel al cual se alcanza la cedencia se mantiene para la condición saturada, lo cual ya se había evidenciado en el análisis de la compresibilidad. Finalmente, la condición compactada registra la relación de Poisson más baja de todos los estados, debido a la mayor densidad que tiene el suelo en este estado. En esta condición también se observa que para un esfuerzo cercano a los 40 kPa la relación de Poisson decae notablemente, coincidiendo esto con el esfuerzo de cedencia inicial identificado en el apartado anterior.

En el horizonte 2 (Figura 5-22 - B) se observa que hay puntos del gráfico en los cuales la relación de Poisson es la misma para la condición con y sin estructura, lo cual coincide con el hecho de que para este nivel de suelo la microestructura no influye notablemente en la rigidez. Por su parte, en los materiales saturados no está presente el aporte de la succión lo que incrementa la compresibilidad, aspecto que se desarrollara más adelante en términos del modelo matemático para suelos parcialmente saturados de Alonso et al., (1990). Después de que se alcanza el esfuerzo de cedencia, lo que se evidencia con un incremento puntual en la relación de Poisson, esta decae de la misma manera en cómo se observó con la rigidez en los análisis de compresibilidad. Por último, es notable el incremento en la rigidez que se da por la compactación del material, a pesar de que el esfuerzo de cedencia en este caso se identifica para un valor menor al de la condición natural.

La variación en la relación de Poisson es una medida de la rigidez de los dos niveles de suelo, y confirma el hecho de que el horizonte superior, más alterado por los procesos de meteorización, presenta una microestructura distintiva que le provee una mayor rigidez, comparado con el estrato subyacente. A partir de este coeficiente se pudieron determinar las invariantes de esfuerzo ( $p$  y  $q$ ) para la trayectoria  $K_0$ , y con esto esbozar el comportamiento de la superficie de cedencia y su relación con la microestructura de los materiales en condición natural. Este análisis se detalla más adelante.

## **5.7 Variación de la rigidez con el nivel de deformación**

A partir del análisis de compresibilidad se puso de manifiesto que la rigidez se ve fuertemente influenciada por las condiciones de microestructura, la cual a su vez depende del proceso de

meteorización que dio origen al perfil. El comportamiento mecánico de los dos horizontes es diferente, y a su vez la rigidez de cada horizonte se ve influenciada de manera particular por los procesos de saturación y compactación. De igual manera, el nivel de deformación influye en la rigidez de los materiales, y depende de las condiciones de microestructura, de manera que es muy importante determinar cómo varía la rigidez por este efecto.

Para evaluarlo, se realizaron ensayos de columna resonante con el equipo GCTS-TSH-100, de la Universidad Santo Tomás-Bogotá, en muestras desestructuradas de los horizontes del perfil de suelo. No fue posible ensayar muestras inalteradas ya que al intentar tallar las probetas, estas se destruyeron en su totalidad. En la Fotografía 5-3 se presenta el detalle del equipo usado para realizar los ensayos.



Fotografía 5-3. Equipo de columna resonante GCTS-TSH-100 de la Universidad Santo Tomás

El ensayo consiste en confinar una muestra de suelo con una presión isotrópica impuesta mediante aire a presión, en una cámara que aloja en su interior sensores de deformación angular y axial, así como un motor eléctrico que permite variar la fuerza torsional cíclica sobre la parte superior del espécimen, manteniendo siempre fija la parte inferior de la muestra. La presión y la torsión cíclica pueden variarse para analizar la rigidez en diferentes niveles de deformación y confinamiento.

Para obtener la variación de la rigidez con la deformación angular, se incrementó progresivamente el esfuerzo de confinamiento (isotrópico) hasta alcanzar el valor máximo permisible para el equipo (400kPa), y en ese nivel de esfuerzo se aplicaron incrementos de torsión cíclica determinando así el módulo de corte para diferentes niveles de deformación. En la Figura 5-23 se presenta la variación de la rigidez con la deformación angular.

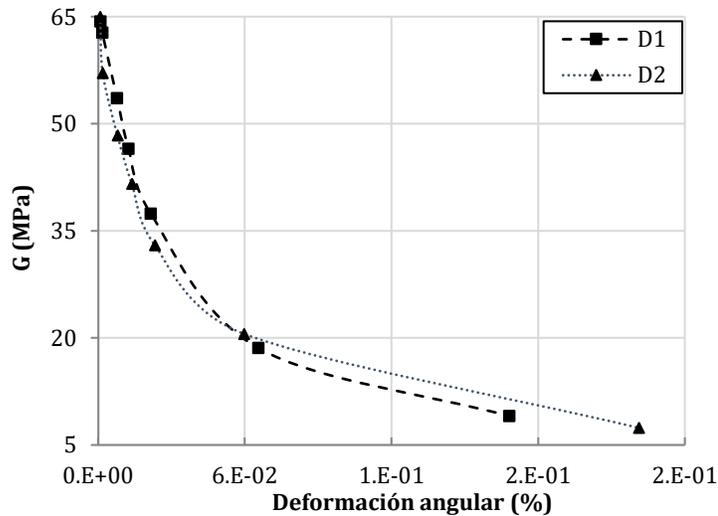


Figura 5-23: Variación de la rigidez con la deformación angular para muestras compactadas a densidad natural (D1 horizonte 1 y D2 horizonte 2), en ensayo de columna resonante. Presión de confinamiento: 400kPa.

Con el fin de vislumbrar diferencias en el comportamiento de los dos horizontes, se normaliza el módulo de corte con respecto al valor máximo, y se grafica la deformación angular en escala logarítmica (Figura 5-24), siendo esta la forma de presentación más común de la curva de degradación de módulo.

En la Figura 5-24 se observa que efectivamente hay una diferencia en la rigidez de los dos horizontes, a pesar de encontrarse en estado desestructurado (compactado a densidad natural), lo cual ya se había puesto de manifiesto en los resultados de compresibilidad. El horizonte superior resulta ser más rígido en el intervalo de pequeñas deformaciones, a pesar de que los enlaces cementantes fueron removidos mediante remoldeo; sin embargo, en la medida que aumenta la deformación, los dos horizontes convergen a valores similares, lo cual también se había evidenciado en los demás análisis realizados. Este hecho remarca la

importancia del estudio de la rigidez en el intervalo de pequeñas deformaciones, siendo allí donde la influencia de la microestructura es más evidente y se observan las diferencias en el comportamiento mecánico de horizontes con condiciones pedogenéticas diferenciadas.

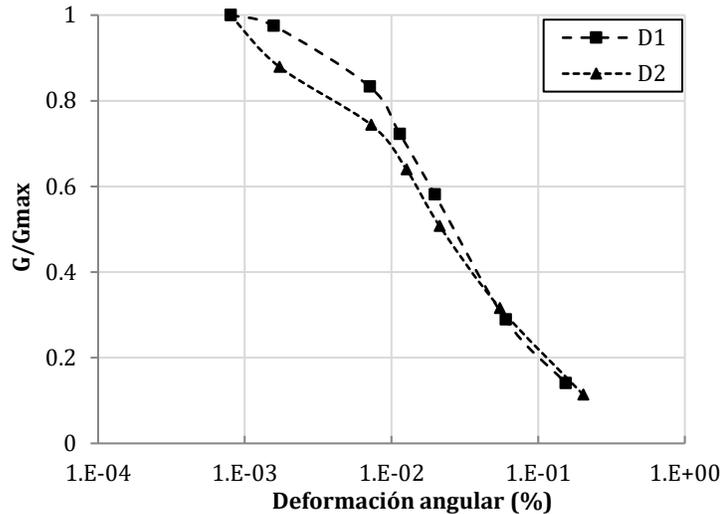


Figura 5-24: Curva de degradación de módulo para los dos horizontes en condición desestructurada

Es importante mencionar que la trayectoria durante el ensayo de columna resonante es diferente a la condición  $K_0$  que se logró en la compresión confinada, de manera que la variación del módulo de rigidez es igualmente diferente para esfuerzos isotrópicos y edométricos. Otro aspecto importante es el hecho de que durante el ensayo de columna, la densidad de las muestras no varió en las proporciones que se observaron durante la compresión confinada, ya que cada incremento en el esfuerzo se realizó cuando se estabilizaban las deformaciones axiales, sin tener un control de la disipación del exceso de presión de poros, lo que si se hizo durante los ensayos edométricos. En general, durante los ensayos de columna resonante se asumió que la densidad no varió.

Del ensayo de columna resonante también se obtuvo la variación de la rigidez con el esfuerzo de confinamiento isotrópico. Para obtener este comportamiento se impuso con el motor una fuerza torsional cíclica para varios niveles de confinamiento, tal que las deformaciones fueran muy pequeñas, logrando obtener valores cercanos a  $1 \times 10^{-4}\%$  de deformación angular. En la Figura 5-25 se observa que el horizonte superior (D1) presenta una rigidez inicial mayor a la del estrato subyacente (D2); sin embargo, en la medida que aumenta el esfuerzo de

confinamiento los dos estratos tienden hacia un comportamiento similar, lo cual se evidenció también en el análisis de la compresibilidad. Se observa que el valor del módulo de rigidez inicial (sin confinamiento) para ambos casos, coincide con el obtenido mediante elementos piezocerámicos en las mismas condiciones, lo que ya se había puesto de manifiesto en la sección 4.5.3.

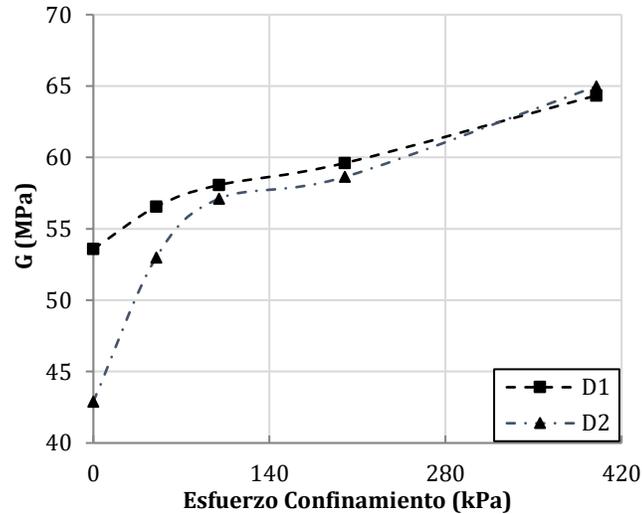


Figura 5-25: Variación de la rigidez máxima con el esfuerzo de confinamiento para muestras desestructuradas (D), en ensayo de columna resonante

El hecho de que la rigidez inicial del suelo desestructurado sea mayor en el estrato superior (más alterado), está asociado a la composición mineralógica de este nivel con respecto al subyacente, al menor tamaño de poros y menor contenido de agua inicial, el cual incrementa la succión como se vio anteriormente. En el capítulo 3.5, se evidenció que el nivel superior presentaba una mayor cantidad minerales de cuarzo y caolinita, con respecto al subyacente que tiene un elevado porcentaje de mineral de illita, de manera que la rigidez inicial a nivel de contactos resulta ser más eficiente en el estrato superior; sin embargo, también se observó que estos minerales se encuentran alterados, sobre todo el cuarzo, lo cual se traduce en un decrecimiento de la rigidez para un nivel de esfuerzo cercano a los 125 kPa, denominado como el esfuerzo de cedencia del material sin estructura.

## 5.8 Rigidez a pequeñas deformaciones

En el intervalo de pequeñas deformaciones, la influencia de la microestructura en la rigidez de los suelos residuales es notable y depende de sus características y condiciones de formación. Para evaluar esta influencia se realizaron mediciones de velocidad de onda de corte y compresión luego de cada incremento de esfuerzos, para la condición de deformaciones laterales nulas. En todos los casos se obtuvo la variación de los módulos máximos elásticos E y G con el esfuerzo vertical, determinados a partir de las siguientes expresiones:

$$E_{max} = \frac{\rho V_s^2 (3V_p^2 - 4V_s^2)}{V_p^2 - V_s^2} \quad \text{Ecuación 5-6}$$

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad \text{Ecuación 5-7}$$

Donde:

$E_{max}$  =Módulo de Young máximo o inicial

$G_{max}$  =Módulo de corte máximo o inicial

$\rho$  =Densidad del suelo

$V_s$  = Velocidad de onda de corte

$V_p$  = Velocidad de onda de compresión

### 5.8.1 Rigidez en condición natural y sin estructura

Se analiza en primera instancia el comportamiento de la rigidez máxima a diferentes niveles de esfuerzo en las muestras inalteradas, puesto que la condición natural es la que representa el comportamiento de los suelos estructurados, y se ha puesto de manifiesto que la microestructura ejerce fuerte influencia en su respuesta mecánica y rigidez.

En la Figura 5-26 se presenta la variación de los módulos máximos elásticos E y G con el esfuerzo vertical en condiciones naturales, para los dos horizontes del perfil de suelo estudiado. Se observa que el horizonte 1 registra una mayor rigidez en estado natural con respecto al horizonte 2, asociada a una microestructura cementada compuesta mayormente por hidróxidos de aluminio, que como se ha visto, influye de manera importante en el comportamiento mecánico de este horizonte. La razón o tasa de incremento de la rigidez con

el esfuerzo normal es más alta para el horizonte 1, debiéndose posiblemente a sus condiciones de formación y a la susceptibilidad que tiene a los cambios en los esfuerzos por presentar una génesis asociada a procesos intensos de meteorización, más fuertes que en el caso del horizonte 2.

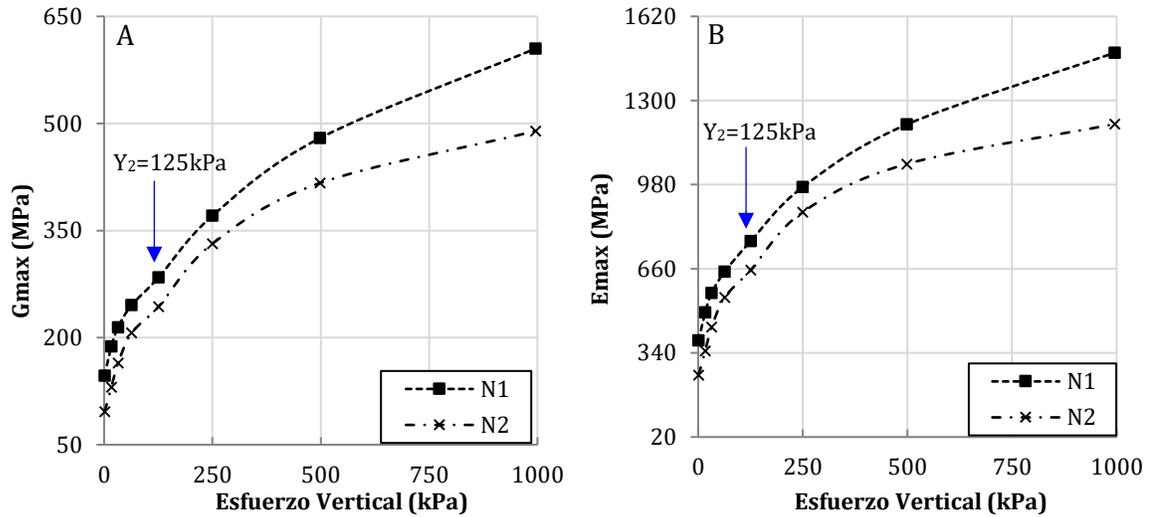


Figura 5-26: Variación de la rigidez máxima con el esfuerzo efectivo en el ensayo de compresión edométrica para muestras en condición natural. A) Modulo de corte. B) Modulo de Young

Tanto el módulo de corte como el de Young registran un cambio en la pendiente para un esfuerzo cercano a los 125kPa, coincidiendo con el esfuerzo de cedencia determinado a partir del análisis de la compresibilidad de los dos horizontes, valor de esfuerzo a partir del cual la microestructura no ejerce influencia en la resistencia y rigidez.

En la Figura 5-27 se presenta la variación en la rigidez para las condiciones natural (N) y desestructurada (D), en los dos horizontes del perfil. Este análisis, como ya se dijo, reproduce el comportamiento de los suelos en las mismas condiciones volumétricas (relación de vacíos y contenido de agua inicial), pero en estados *con* y *sin* estructura.

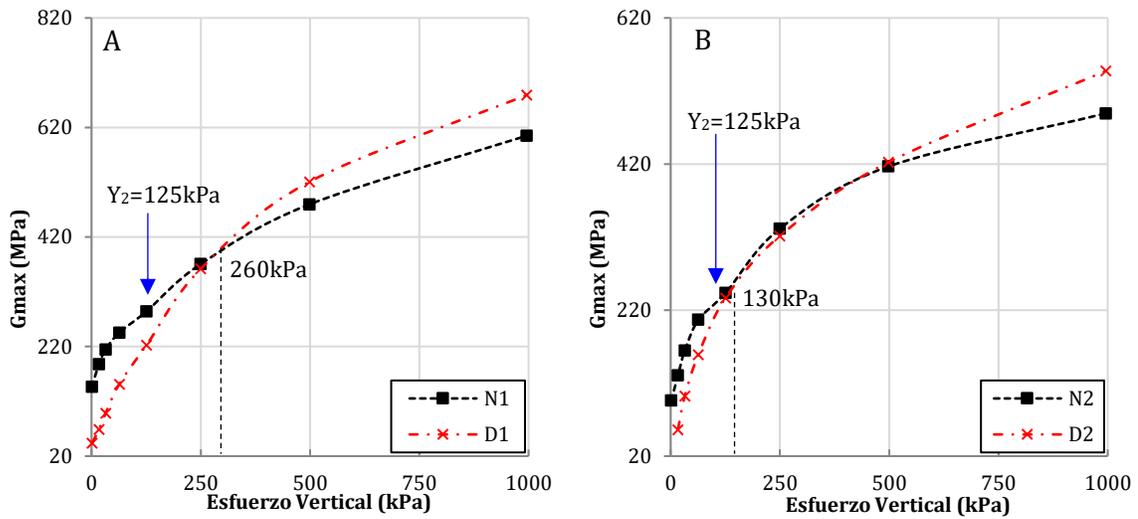


Figura 5-27: Variación de la rigidez máxima con el esfuerzo vertical para muestras en estado natural (N) y desestructurado (D). A) horizonte 1. B) horizonte 2.

Es evidente que la microestructura del horizonte superior le provee una mayor rigidez inicial, la cual va disminuyendo luego de que se alcanza el esfuerzo de cedencia, notado esto cuando la curva del material desestructurado registra rigideces más altas, para esfuerzos superiores a los 260kPa en el horizonte. El horizonte 2 (Figura 5-27 – B) presenta un comportamiento muy similar en las condiciones con y sin estructura, convergiendo a rigideces similares para esfuerzos superiores a 130kPa, reiterando así el hecho de que la microestructura en este perfil no ejerce la misma influencia que en el superior.

Un aspecto que se observa es el hecho de que la condición sin estructura registre una mayor rigidez que la natural para un cierto nivel de esfuerzo. Esto se explica por el aumento de la densidad durante todo el ensayo, y por el hecho de que el material en estado natural alcanzó la cedencia reduciéndose así la rigidez. Un resultado similar reportó Pineda (2011) en la Figura 5-28 para un saprolito en estado natural y compactado, donde para esfuerzos isotrópicos menores a 200kPa el suelo en condiciones inalteradas presenta una mayor rigidez, y luego de este nivel de esfuerzo el material compactado resulta ser más rígido y susceptible a los cambios en el esfuerzo de confinamiento.

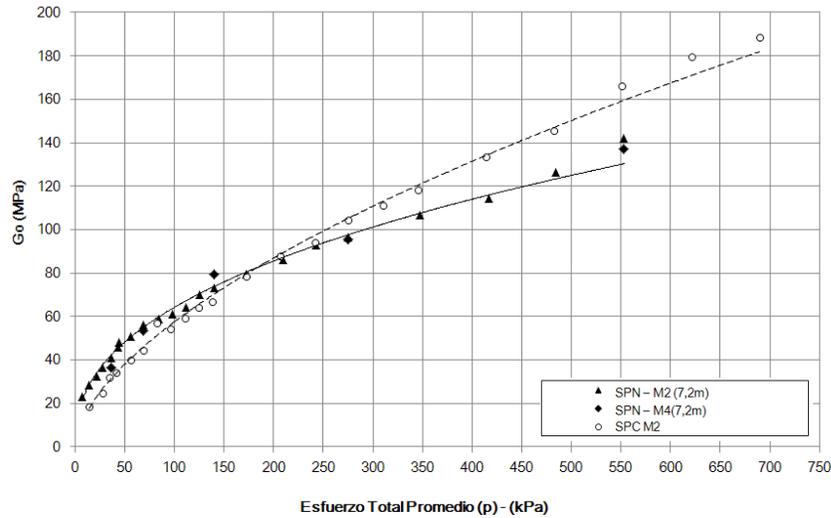


Figura 5-28: Variación del módulo de corte para un saprolito de roca ígnea en condición natural y compactada. (Pineda, 2011).

### 5.8.2 Variación en las condiciones de estructura

Como ya se mencionó, procesos naturales o antrópicos pueden variar las condiciones de estructura de los suelos y por ende su rigidez y resistencia. Por esta razón, de la misma manera en cómo se estudió la influencia de la compactación y la saturación en la compresibilidad de los dos horizontes del perfil de suelo, en este apartado se van a estudiar los resultados de dichos análisis en términos de la rigidez máxima.

En la Figura 5-29 se presenta la variación en la rigidez para el material en estado natural (N), compactado a densidad seca máxima (C), y saturado (SA), en los dos horizontes del perfil de suelo, donde se observa un aumento notable en la rigidez para la condición compactada. Se aprecia un cambio en la pendiente para un esfuerzo cercano a los 125kPa, el cual coincide nuevamente con el esfuerzo de cedencia notado en los análisis de compresibilidad. La rigidez inicial de las muestras compactadas a densidad máxima resulta ser muy similar a la que registra el suelo inalterado, mucho más evidente este aspecto en el horizonte 1, confirmando así que el efecto de la microestructura es comparable con el aumento de la compacidad a partir de la compactación estática.

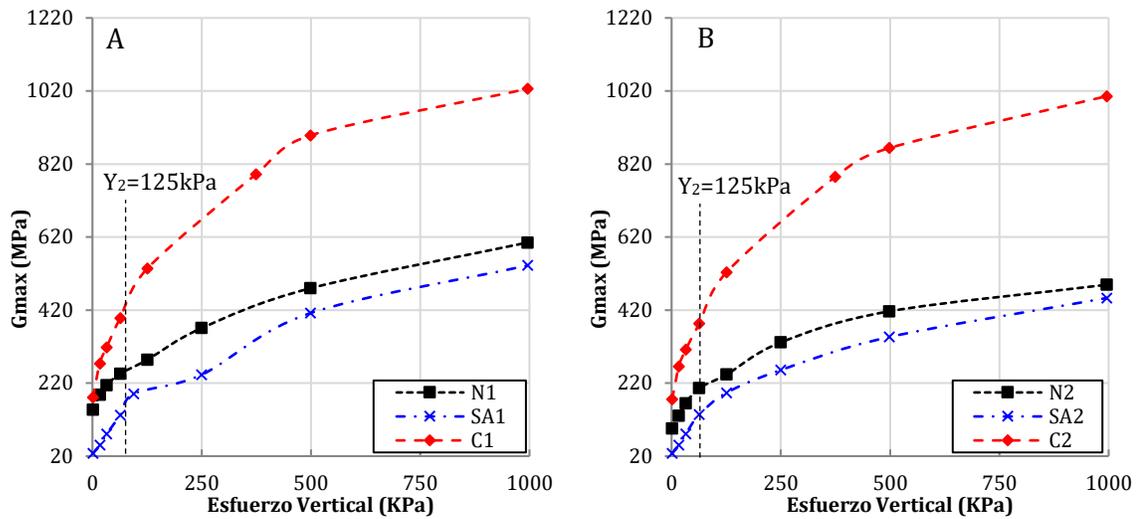


Figura 5-29: Variación de la rigidez máxima con el esfuerzo efectivo para muestras compactadas a la densidad seca máxima (C), y saturadas (SA). A) horizonte 1 y B) horizonte 2

Por otra parte, la saturación de los suelos reduce notablemente la rigidez inicial y su variación con el esfuerzo vertical. Como se puso de manifiesto en el apartado anterior, la acción del agua en la disminución de la rigidez se da para dos niveles de esfuerzo: primero, de manera inmediata la reducción en la succión genera un decrecimiento en la rigidez, y luego de que se alcanza el esfuerzo de cedencia de la microestructura, se presenta el segundo evento de reducción, notándose como un cambio en la pendiente distintivo para un esfuerzo cercano los 125 kPa, mucho más evidente en el horizonte 1 (Figura 5-29 – A).

El hecho de presentar una microestructura cementada particular incluido un menor tamaño de poros, cuya componente principal son los hidróxidos de aluminio; en mayor porcentaje que en el horizonte 2, hacen que el estrato superior sea más resistente a la acción del agua durante procesos de carga con respecto al subyacente; sin embargo, en ambos horizontes es evidente que al saturar las muestras, la rigidez disminuye considerablemente, comparada con el material en estado natural. Esta reducción se da también por la ausencia de la succión como aporte a la rigidez. Esta condición resulta ser la más desfavorable de todas las que se han venido analizando y se constituye como el principal factor detonante de procesos de falla en terraplenes viales construidos con suelos lateríticos en el departamento del Vichada. La influencia del agua en términos del contenido de agua y la succión en los suelos naturales se estudia en detalle más adelante en el documento.

En todas las condiciones analizadas, incluido el estado natural, luego de que se alcanza el esfuerzo de cedencia, se registra un cambio en la pendiente y una variación diferente de la rigidez con el esfuerzo. Este hecho se asocia a la trayectoria que se impone y a la densidad de los materiales, la cual incrementa durante todo el ensayo. La variación en la densidad con respecto al esfuerzo vertical para todas las condiciones de estructura estudiadas se puede apreciar en la Figura 5-30.

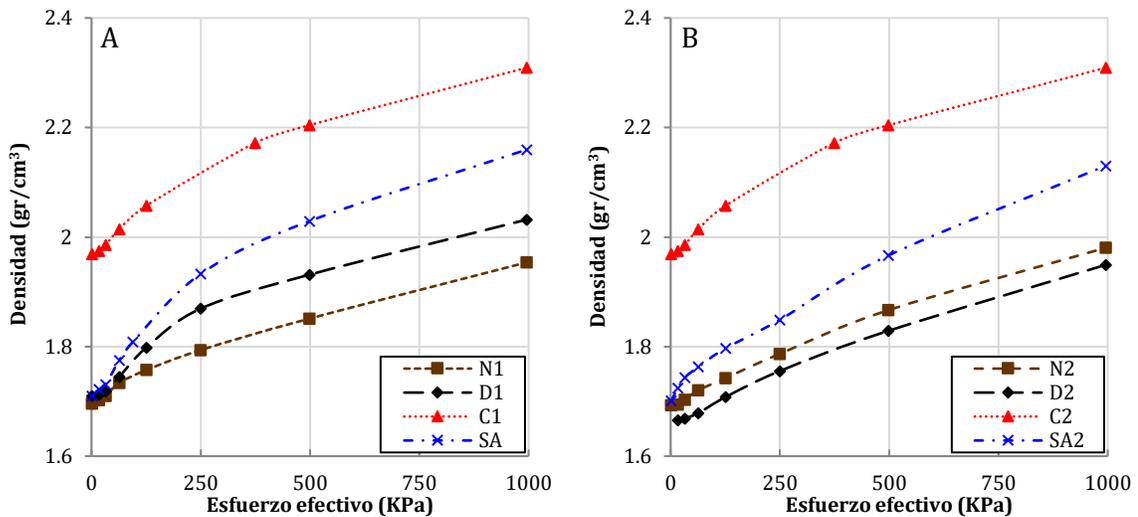


Figura 5-30: Variación de la densidad de las muestras durante la compresión edométrica. A) horizonte 1 y B) horizonte 2.

Teniendo definido el comportamiento en condición natural, el cual representa el estado del suelo estructurado; y contando además con las diferentes variaciones en la estructura del suelo, se puede definir la influencia que ejerce la microestructura en el comportamiento mecánico, a partir de la relación de la condición natural con las variaciones en la misma. Esta relación es denominada  $G_n/G_i$ , donde el numerador es el módulo de corte en condición natural, y el denominador el valor para la condición de estructura analizada. Los valores por encima de la unidad indican que el suelo en estado natural es más rígido, y cualquier cambio en la pendiente está relacionado con los esfuerzos de cedencia definidos a partir del análisis de la compresibilidad. Este análisis se presenta en la Figura 5-31.

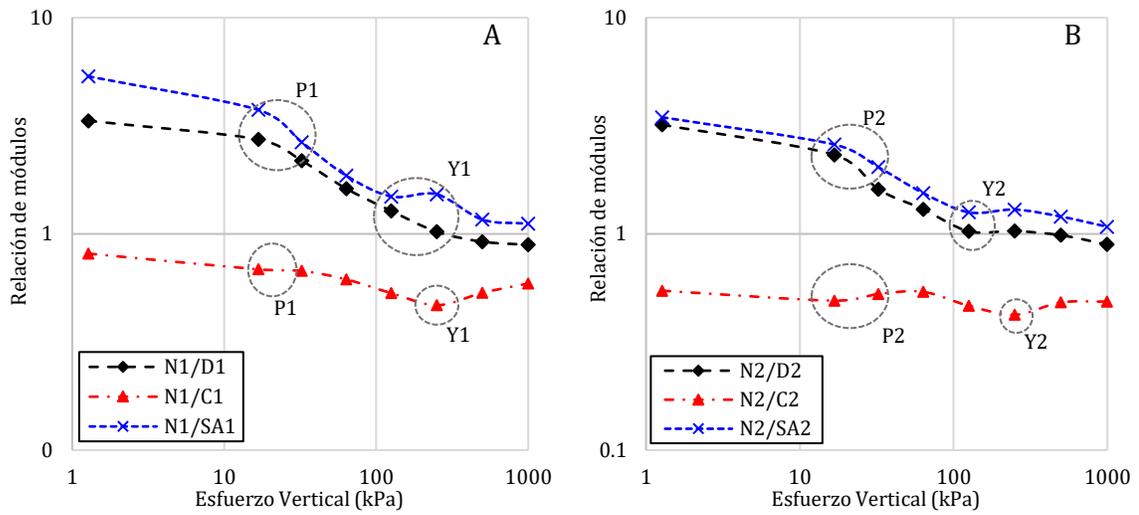


Figura 5-31: Relación entre el módulo de corte en estado natural, con las diferentes condiciones de estructura analizadas. A) Horizonte 1 y B) Horizonte 2.

En la Figura 5-31 se logran apreciar puntos distintivos, asociados a esfuerzos de cedencia. Se designan con la letra “P” los esfuerzos de pre-cesencia o cedencia inicial, asociados a la ausencia de succión, o a la interacción de los componentes minerales a nivel de fábrica, y con la letra “Y” los esfuerzos de cedencia asociados a la degradación de la microestructura, o a la falla alcanzada según la condición particular que corresponda. De igual manera la pendiente de las curvas es un indicativo de los procesos que se dan en los materiales, ya que la pendiente descendente, indica que la cedencia inicial se dio en el material en condición natural, y por el contrario, si la pendiente es ascendente, la cedencia se alcanzó en el material con una condición de estructura diferente a la natural, independiente entonces de la microestructura y por eso corresponde a los esfuerzos de cedencia.

Los intervalos para el esfuerzo de pre-cesencia y cedencia determinados en el análisis de compresibilidad, se confirman con el análisis de la relación de módulos. El esfuerzo de cedencia inicial o pre-cesencia, asociado a la ausencia de la succión o a los procesos degenerativos a nivel de fábrica, se identifica para un nivel de esfuerzos entre 40kPa y 60kPa. De igual manera, el rango en el que se alcanzan los esfuerzos de cedencia producto de la degradación de la microestructura, se localizan entre 125kPa y 200kPa.

Finalmente, a partir de los resultados obtenidos se pueden destacar los siguientes aspectos del comportamiento mecánico y la rigidez del perfil de suelo laterítico, los cuales se presentaron de manera gráfica en la Figura 5-31 para los dos horizontes del perfil de suelo.

- La meteorización influye en el desarrollo de una microestructura cementada, la cual a su vez incrementa notablemente la rigidez, y al estar más influenciado por estos procesos de alteración, el horizonte superior resulta ser más rígido en estado natural.
- Al retirar la componente cementante asociada a la microestructura, la rigidez del horizonte superior decae notablemente y se incrementa la susceptibilidad a los cambios en el esfuerzo vertical. Este efecto es menos evidente en el horizonte subyacente, dada la menor influencia que ejerce la microestructura en este estrato.
- La compactación a densidad seca máxima incrementa la rigidez en ambos horizontes de suelo; sin embargo, la ausencia de la microestructura lo hace más compresible que en su estado natural y el agua puede movilizar aún más la pérdida de resistencia.
- El efecto del agua en la disolución de los enlaces cementantes afecta de la misma forma a los dos horizontes, siendo más evidente este efecto en el horizonte 1 (Figura 5-31 (A)), reduciendo el aporte de la cementación a comportamiento mecánico.
- Por su parte, las muestras saturadas no presentan succión de manera que se registra una reducción adicional en la rigidez, lo que se observa como una reducción súbita para bajos niveles de esfuerzo, sin un cambio en las pendientes. Este agente es el que más afecta la resistencia y rigidez del perfil de suelo estudiado.

## **6. Análisis de resultados**

En los anteriores capítulos se presentaron las bases teóricas para el estudio de los suelos estructurados en condición de deformaciones laterales nulas, además se describieron las características físicas y la composición mineralógica del perfil de suelo residual-laterítico y se puso de manifiesto la existencia de una microestructura cementada con características particulares en los dos horizontes. Se describió también el programa experimental y se demostró que los procesos pedogenéticos y las modificaciones en la microestructura influyen en el comportamiento mecánico y en la rigidez de los materiales.

En este capítulo se analizan los resultados del comportamiento mecánico de los suelos en condición natural, a partir de las trayectorias de esfuerzo enmarcadas en el modelo matemático para suelos parcialmente saturados conocido como *Modelo Básico de Barcelona* (Alonso et al., 1990), el modelo para suelos cementados de (Gens & Nova, 1993) y finalmente, se analiza la variación de la rigidez máxima para las diferentes condiciones de estructura, planteando algunas tendencias de su comportamiento con el esfuerzo vertical, con fines de aplicaciones prácticas.

Cabe resaltar que los modelos matemáticos descritos se basan en el comportamiento de los suelos en condición triaxial, de manera que la representación de los datos obtenidos en la presente investigación se limita a definir tendencias y describir comportamientos, con la limitación de que la trayectoria de esfuerzos es diferente.

### **6.1 Influencia de la saturación**

Alonso et al. (1990) plantearon un modelo matemático en el marco de la teoría del estado crítico para suelos en condición de saturación parcial, a partir de la observación del comportamiento de cambio volumétrico de suelos saturados y no saturados para estados de

esfuerzo isotrópicos, representados en el espacio (p-s), donde p es el esfuerzo neto promedio y s la succión.

En la rama virgen de un suelo con una succión dada y sujeto a un incremento en el esfuerzo normal promedio, el volumen específico estará dado por la Ecuación 6-1.

$$v = N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p}{p^c} \quad \text{Ecuación 6-1}$$

Donde:

- $v$  = volumen específico
- $N(s)$  = Volumen específico para un estado de esfuerzo de referencia
- $\lambda(s)$  = Parámetro de rigidez para cambios en el esfuerzo neto para estados vírgenes
- $p^c$  = Esfuerzo de referencia donde  $v = N(s)$

En el mismo plano, la variación del volumen en un proceso de carga y descarga a succión constante en el intervalo elástico está dada por la Ecuación 6-2:

$$dv = -\kappa \frac{dp}{p} \quad \text{Ecuación 6-2}$$

Donde:

- $\kappa$  = Parámetro elástico de rigidez para cambios en el esfuerzo neto promedio.
- $p$  = esfuerzo neto promedio

La Ecuación 6-1 y Ecuación 6-2 representan el comportamiento compresible de un suelo con una succión dada. De manera análoga se pueden plantear las relaciones para un suelo saturado ( $s=0$ ), teniendo en cuenta que el esfuerzo de cedencia en dicha condición ( $p_0^*$ ) es menor que el de un suelo parcialmente saturado ( $p_0$ ). Así las cosas, Alonso et al. (1990) presenta de manera esquemática en la Figura 6-1 el comportamiento volumétrico de un suelo para dos niveles de succión diferentes.

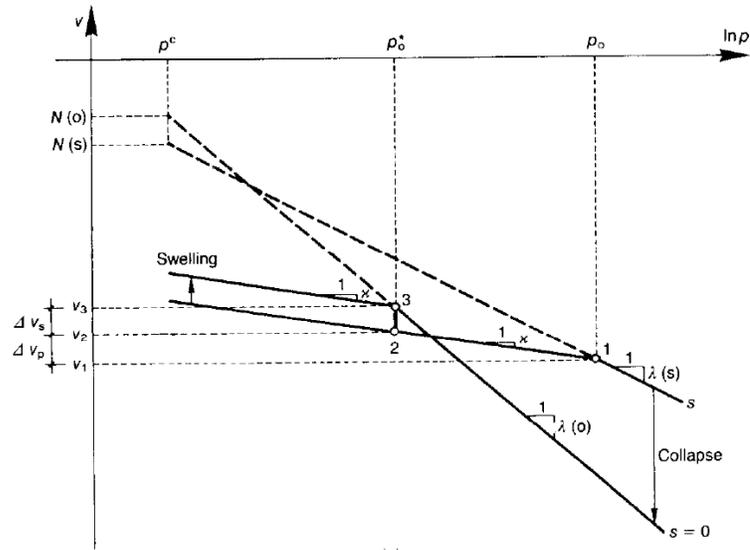


Figura 6-1: Compresibilidad para un suelo saturado y parcialmente saturado. (Alonso et al., 1990).

De la Figura 6-1 se puede plantear una relación en términos del volumen específico, a partir del esfuerzo de cedencia en condición saturada ( $p_0^*$ ) y parcialmente saturada ( $p_0$ ), relacionando el volumen de los puntos 1 y 2 a lo largo de una trayectoria virtual de descarga a succión constante desde  $p_0$  hasta  $p_0^*$ , y la subsecuente reducción de la succión desde un valor ( $s$ ) hasta cero a un esfuerzo constante  $p_0^*$ , tal y como lo esquematiza Alonso et al. (1990) en la Figura 6-2. Esta relación tiene la forma de la Ecuación 6-3.

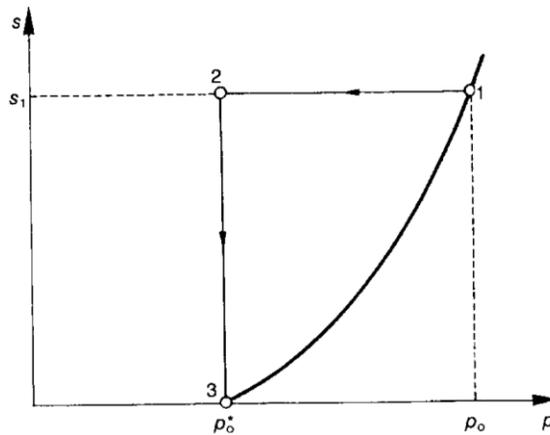


Figura 6-2: Trayectoria de esfuerzo y superficie de cedencia en el plano (p-s)

$$v_1 + \Delta v_p + \Delta v_s = v_3 \quad \text{Ecuación 6-3}$$

Donde:

- $v_1$ = volumen específico para  $p_0$
- $\Delta v_p$ = variación del volumen para trayectoria a succión constante
- $\Delta v_s$ = variación del volumen para trayectoria de expansión a esfuerzo constante
- $v_3$ =volumen específico para  $p_0^*$

La descarga a succión constante (secado) de los puntos 2 a 3 presentados en las Figura 6 1 y Figura 6 2, ocurre en el intervalo elástico del suelo. Bajo esas circunstancias una expansión reversible toma lugar y está dada por una expresión logarítmica como la que se presenta en la

$$dv = -\kappa \frac{ds}{(s + p_{at})} \quad \text{Ecuación 6-4}$$

Donde:

- $p_{at}$ = presión atmosférica
- $s$ = succión

Se añade la presión atmosférica a la succión para evitar valores infinitos cuando  $s$  tienda a cero (Alonso et al., 1990). Introduciendo la Ecuación 6-1, Ecuación 6-2 y Ecuación 6-4 en la Ecuación 6-3 se obtiene una expresión que relaciona el esfuerzo de cedencia en condición parcialmente saturada ( $p_0$ ) y la succión ( $s$ ), como una función de algunos esfuerzos de referencia ( $p_0^*$  y  $p^c$ ) y parámetros del suelo ( $N(s), \lambda(s), \kappa$  y  $\kappa_s$ ). Esta expresión se presenta en la Ecuación 6-5.

$$N(s) - \lambda(s) \ln \left( \frac{p_0}{p^c} \right) + \kappa \ln \left( \frac{p_0}{p_0^*} \right) + \kappa_s \ln \left( \frac{s + p_{at}}{p_{at}} \right) = N(0) - \lambda(0) \ln \left( \frac{p_0^*}{p^c} \right) \quad \text{Ecuación 6-5}$$

Donde:

- $N(0)$  = Volumen específico en  $p=p^c$  en suelos saturados
- $\lambda(0)$  = Parámetro de rigidez para cambios en el esfuerzo neto para estados vírgenes en el suelo saturado

Una relación entre el esfuerzo de cedencia en condición saturada ( $p_0$ ) y la succión ( $s$ ) en función de esfuerzos de referencia y parámetros del suelo, tiene la forma de la Ecuación 6-6.

$$\left(\frac{p_0}{p^c}\right) = \left(\frac{p_0^*}{p^c}\right)^{[\lambda(0)-\kappa]/[\lambda(s)-\kappa]} \quad \text{Ecuación 6-6}$$

La Ecuación 6-6 define el conjunto de esfuerzos  $p_0$  para cada succión asociada, siendo  $p_0^*$  el parámetro de endurecimiento del modelo. Esta ecuación describe no solo el aumento del esfuerzo de pre consolidación con la succión, sino los fenómenos de colapso observados en trayectorias de humedecimiento. Las curvas de cedencia que describe la Ecuación 6-6 se denominan curvas de cedencia después del proceso carga-colapso, o LC por sus siglas en inglés (*loading-collapse*) (Alonso et al., 1990).

Cuando el suelo logra un valor de succión mayor al que previamente había alcanzado ( $s_0$ ), es cuando se comienzan a desarrollar deformaciones irreversibles. Este lugar en el plano ( $p$ - $s$ ) se denomina cedencia después del incremento de succión o SI por sus siglas en inglés (*after suction increase*).

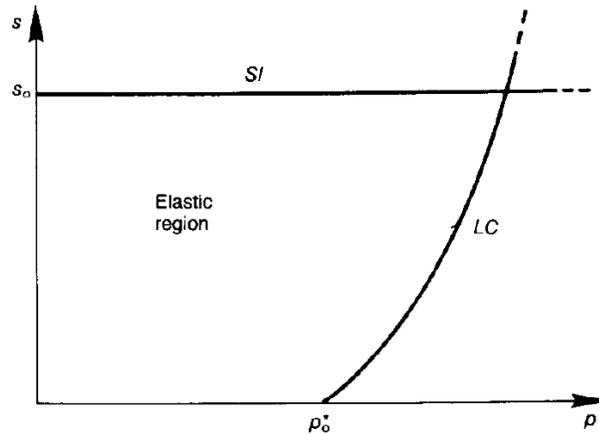


Figura 6-3: Curvas de cedencia carga colapso (LC) y después del incremento de succión (SI). (Alonso et al., 1990).

En la Tabla 6-1 se presentan los parámetros obtenidos de las curvas de compresibilidad de los dos suelos analizados, en términos del volumen específico y el esfuerzo neto promedio, las

cuales se presentan en las Figura 6-4 y Figura 6-5. Estos parámetros fueron obtenidos directamente de la curva de compresibilidad en condición saturada y parcialmente saturada, siguiendo en términos generales las recomendaciones de Alonso et al. (1990) para determinar los esfuerzos de cedencia.

PARÁMETRO	HORIZONTE 1	HORIZONTE 2
S [kPa]	130.00	50.0
N(s)	2.63	2.63
N(0)	2.80	2.80
$\lambda(s)$ [kPa]	0.262	0.321
$\lambda(0)$ [kPa]	0.350	0.401
$\kappa$ [kPa]	0.013	0.009
$p^e$ [kPa]	2	2
$p_{o^*}$ [kPa]	43	85
$p_o$ [kPa]	70	100

Tabla 6-1. Parámetros y variables extraídas de la curva de compresibilidad para los dos horizontes.

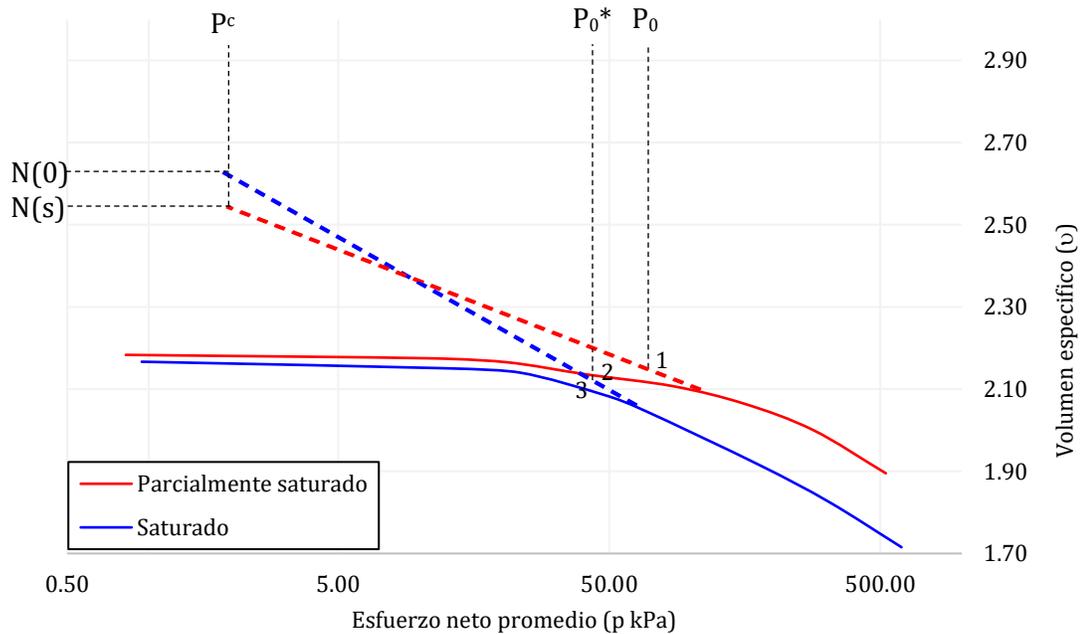


Figura 6-4: Curva de compresibilidad en el plano (p-v) para el horizonte 1 (superior)

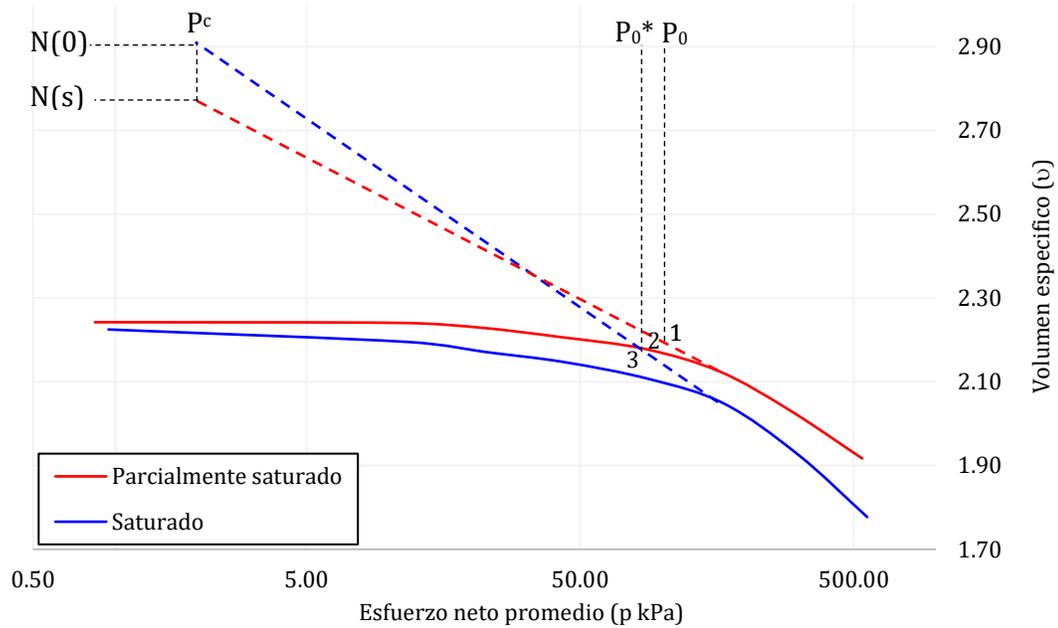


Figura 6-5: Curva compresibilidad en el plano (p-v) para el horizonte 2

Se escoge un esfuerzo de referencia  $p^c$  arbitrario localizado en la proyección del tramo virgen, dadas las limitaciones del programa experimental que no incluía trayectorias de humedecimiento (expansión).

En la Figura 6-4 y la Figura 6-5 se observa que el horizonte 1 registra menores esfuerzos de pre-consolidación aparente, para los dos valores de succión, esto con respecto al horizonte inferior. Sin embargo, la pendiente del tramo virgen  $[\lambda(s, 0)]$  es mayor para el horizonte 2, lo que se traduce en una mayor compresibilidad. Este hecho está asociado al contenido de agua y saturación en estado natural (mayor en el horizonte 2) y a las condiciones de microestructura diferentes en los dos estratos, que como se vio en el capítulo 5.5 *Compresibilidad*, influye directamente con la rigidez y resistencia de los materiales.

Gracias a que se obtuvo la relación de Poisson para cada valor de esfuerzo vertical, se determinaron las invariantes de esfuerzo normal y desviadora (p-q) a partir de la Ecuación 6-7 y la Ecuación 6-8.

$$p = \frac{1 + \nu}{3 * (1 - \nu)} * \sigma_v \tag{Ecuación 6-7}$$

$$q = \frac{1 - 2\nu}{1 - \nu} * \sigma_v$$

Ecuación 6-8

Cabe recordar que las invariantes se obtienen para la trayectoria de deformaciones laterales nulas, y el modelo de Barcelona está planteado para estados de esfuerzo triaxial, de manera que el planteamiento en el espacio (p-q-s) se limita a la representación esquemática y a la identificación visual de esfuerzos de cedencia.

En la Figura 6-6 se presentan las trayectorias de esfuerzos y la superficie de cedencia en los planos (p-q) y (p-s), y en la Figura 6-7 la representación en el espacio (p-q-s) para los dos horizontes del perfil de suelo. Las paredes elásticas se trazan para ilustrar los lugares geométricos en donde se presentan deformaciones elásticas.

En ambos horizontes la trayectoria de esfuerzos en (p-s) tiene las mismas características, siendo el valor de succión en los puntos 1 y 2 mayor para el horizonte superior (Figura 6-6), aspecto que ya se había develado en el *capítulo 5.4*, y se asocia a un mayor contenido de agua y tamaño de poros en el horizonte inferior. De igual manera, en la Figura 6-6 se observa que los puntos 1 y 3 pertenecen a la misma superficie de cedencia, y entre 1 y 2 se registra una trayectoria de descarga a succión constante. Este valor de succión junto con el esfuerzo de cedencia delimita la frontera del comportamiento elástico, y es evidente que el tamaño de esta superficie es menor en el horizonte inferior. A partir de ahí, entre 2 y 3 se observa una reducción de la succión para un esfuerzo  $p_0$ \* constante. El espacio delimitado por los puntos 1, 2 y 3 corresponde a la zona en la cual el comportamiento del material es elástico, y coincide con las observaciones realizadas en el capítulo anterior.

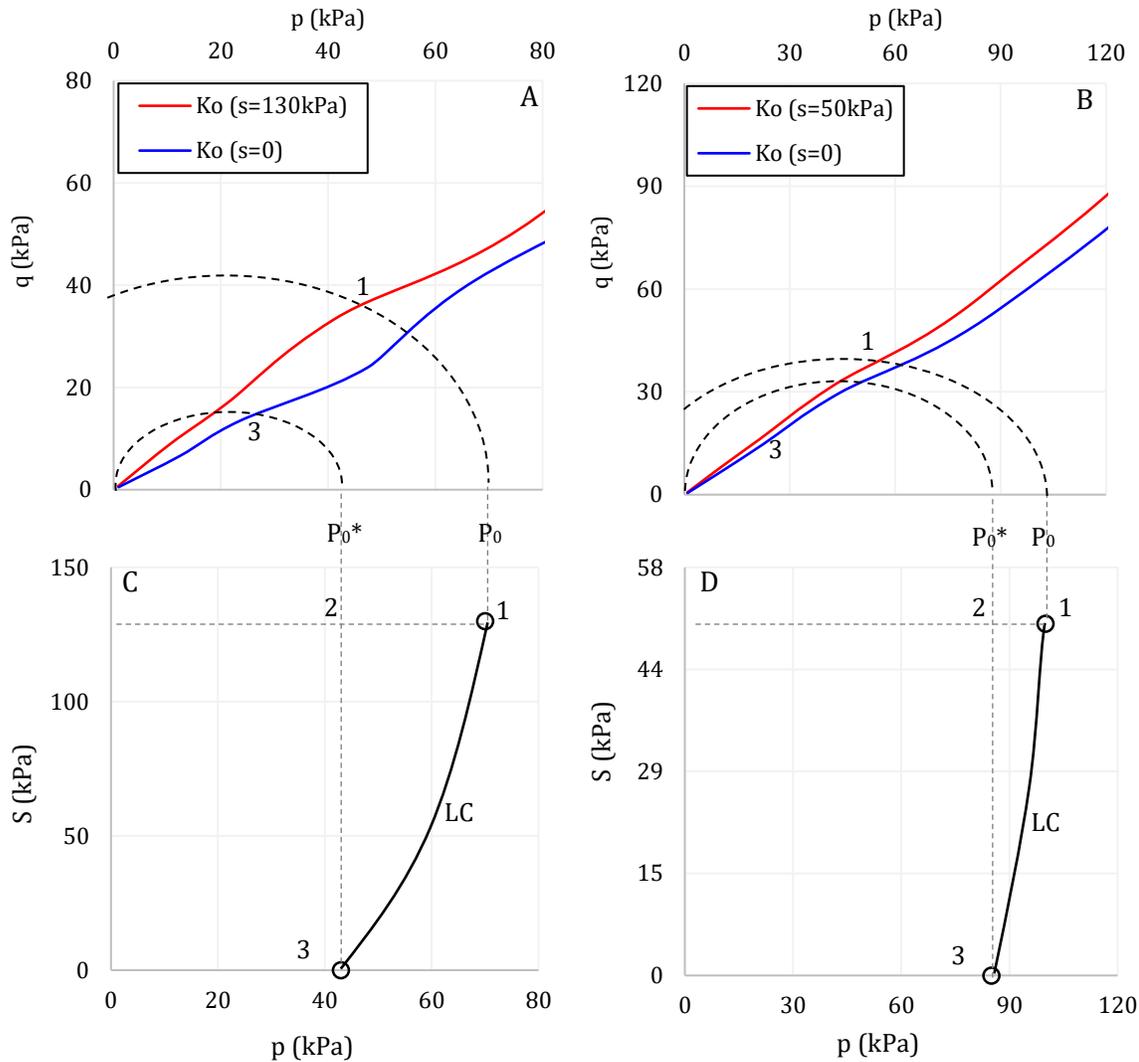


Figura 6-6: Trayectorias de esfuerzo. A) Trayectoria en (p-q) horizonte 1. B) Trayectoria en (p-q) horizonte 2. C) Trayectoria en (p-s) horizonte 1. D) Trayectoria en (p-s) horizonte 2.

En (p-q) se aprecia un cambio de pendiente para la trayectoria seguida durante el ensayo ( $k_o$ ) en ambos horizontes del perfil de suelo, las cuales señalan la forma de la superficie de cedencia para la condición saturada y parcialmente saturada. Es notable el hecho de que las trayectorias en el horizonte 2 son muy similares así como los esfuerzos de cedencia en condición saturada ( $p_{0^*}$ ) y parcialmente saturada ( $p_0$ ), lo cual está asociado en primera media al contenido de agua de la muestra en estado natural (succión más baja en el horizonte 2), y a las condiciones de estructura diferenciadas con respecto al horizonte superior, incluido un mayor tamaño de poros.

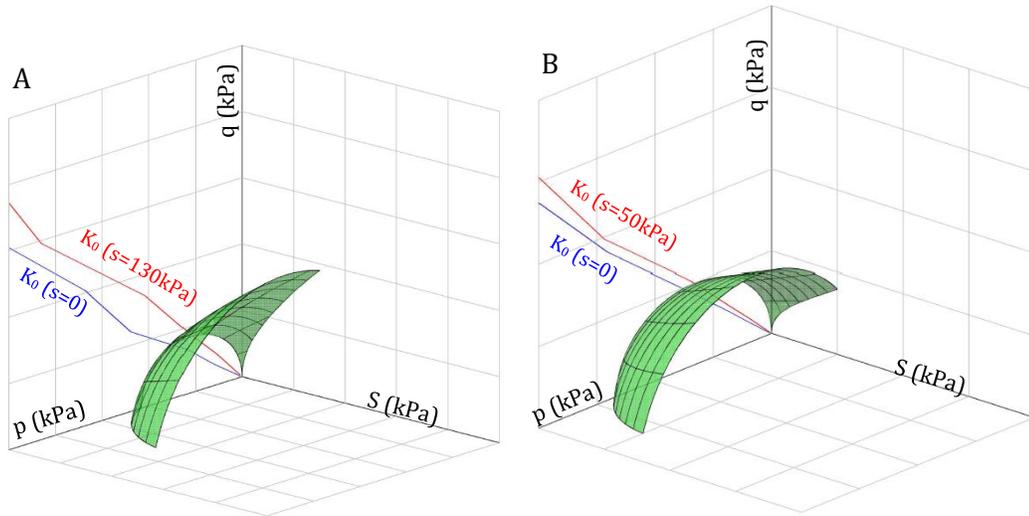


Figura 6-7: Vista tridimensional de la superficie de cedencia en el espacio (p-q-s). A) Horizonte 1. B) Horizonte 2.

El valor de los esfuerzos de cedencia en todas las condiciones, coincide con los que se obtuvieron a partir del análisis de compresibilidad, y corresponden a los esfuerzos de pre-cedencia o cedencia inicial, asociados a la ausencia de la succión y a la interacción de los componentes mineralógicos sin producirse aún la degradación de la microestructura. Este análisis confirma que las condiciones naturales del horizonte superior lo hacen más rígido, y reitera además la mayor susceptibilidad de este horizonte a los cambios en el contenido de agua, en primera medida por la ausencia de la succión y por el avance de los procesos de degradación de los enlaces cementantes producto de la acción del agua.

Las obras geotécnicas que involucren o se desarrollen sobre suelos lateríticos, especialmente sobre este nivel superficial, deben prestar especial cuidado al manejo de las aguas y a los cambios en el grado de saturación, ya que su rigidez y resistencia se ve seriamente afectada por este efecto.

## 6.2 Influencia de la cementación

Para analizar la influencia de la cementación a partir de las trayectorias de esfuerzo, se siguen las recomendaciones de Gens & Nova (1993), quienes sentaron las bases de un modelo constitutivo para suelos cementados. Este modelo está planteado a partir de resultados de compresión triaxial en suelos con diferentes condiciones de cementación. Otros aspectos

asociados a la compresibilidad y la identificación de esfuerzos de cedencia, se obtuvieron a partir de ensayos de compresión edométrica. En la Figura 6-8 se presentan las trayectorias de esfuerzo  $K_0$  para suelos con diferentes condiciones de cementación, observándose que en la medida que disminuye este efecto, los esfuerzos de cedencia son menores aumentando también la compresibilidad.

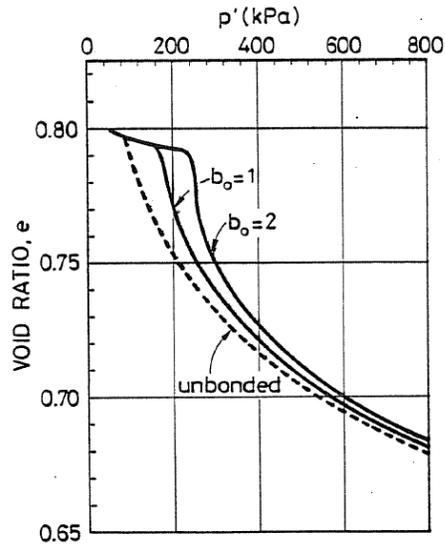


Figura 6-8: Curvas de compresibilidad para diferentes condiciones de cementación. (Gens & Nova, 1993)

Este mismo análisis se realizó para los dos horizontes del perfil (Figura 6-9 y Figura 6-10), a partir de los resultados obtenidos con muestras naturales (condición cementada) y compactadas a densidad natural o remoldadas, las cuales se constituyen como el escenario del suelo sin cementante (unbonded).

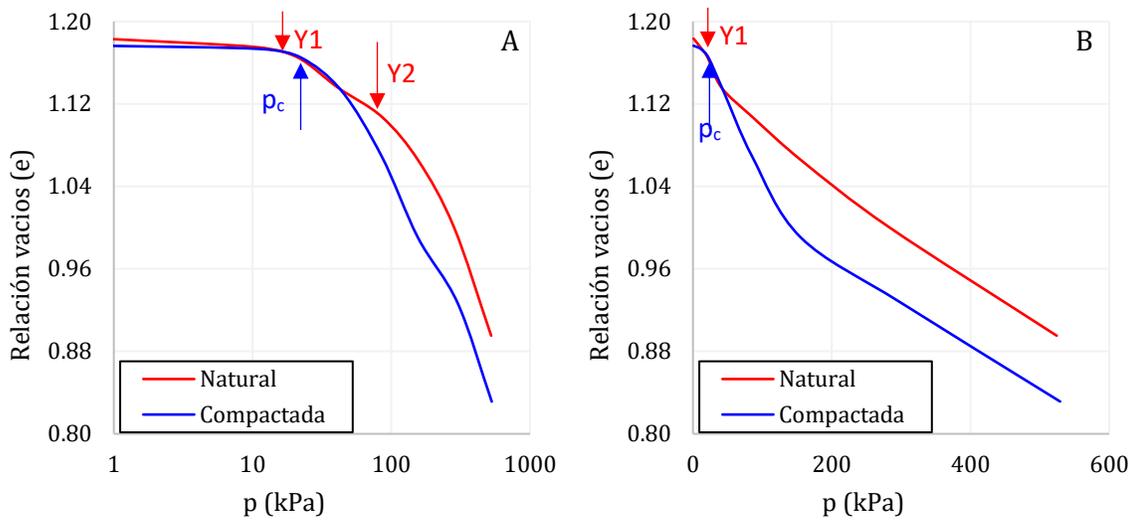


Figura 6-9: Curvas de compresibilidad para el horizonte superior en la condición natural (cementada) y compactada a densidad natural (sin cementante). A) Escala logarítmica y B) aritmética.

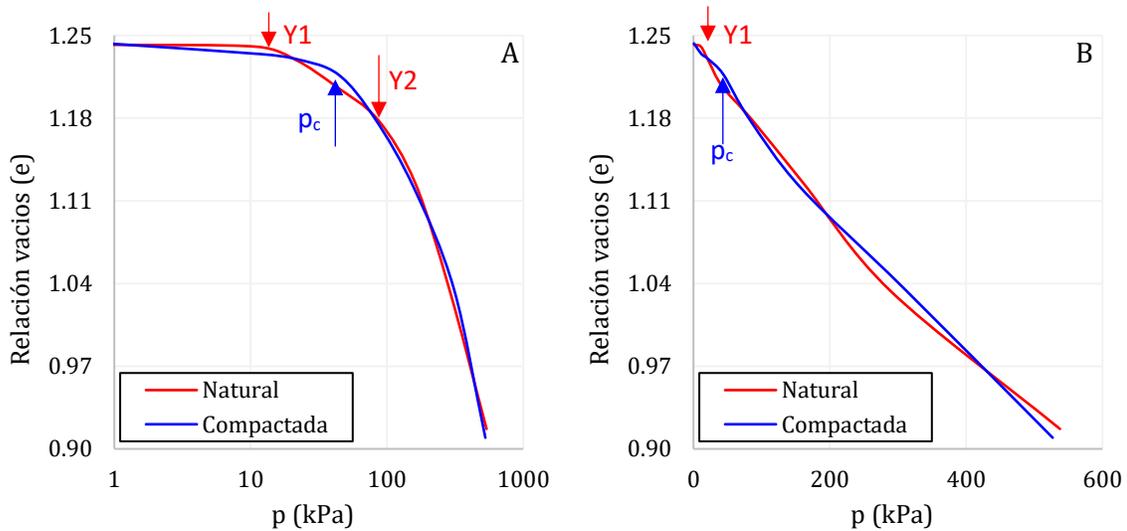


Figura 6-10: Curvas de compresibilidad para el horizonte inferior en la condición natural (cementada) y compactada a densidad natural (sin cementante). A) Escala logarítmica y B) aritmética.

En la *Figura 6-9* se observa que la influencia de la cementación en el horizonte más alterado es evidente, dado que el material compactado resulta ser mucho más compresible, aspecto que ya se había puesto de manifiesto en los análisis anteriores. Por su parte, se confirma ahora en términos del esfuerzo normal promedio, que el horizonte inferior, a pesar de presentar una microestructura cementada, esta no ejerce gran influencia en su comportamiento mecánico y rigidez, razón por la cual el comportamiento es los dos escenarios es prácticamente el mismo.

También se observan dos esfuerzos distintivos en el comportamiento de los materiales naturales, en los cuales la relación de vacíos resulta ser inferior a la del material en condición compactada. Este aspecto ya había sido destacado en los análisis anteriores y se asocia a dos eventos de cedencia que ocurren en materiales cementados. Este comportamiento fue estudiado por Vaughan (1988) y definido en detalle por Jardine et al. (1991) y Malandraki & Toll (1996), quienes concluyen que el primer esfuerzo de cedencia (Y1) representa el límite del comportamiento elástico, y el segundo (Y2) corresponde al límite del comportamiento recuperable, el cual es no lineal y se pueden desarrollar deformaciones plásticas menores. Existe un tercer esfuerzo de cedencia (Y3) el cual representa la destrucción de cualquier vestigio de la estructura. Este comportamiento se presenta de manera esquemática en la Figura 6-11 a partir de una curva rigidez-deformación, para materiales con condiciones de estructura diferentes, siendo las rocas blandas las que registran condiciones similares a las que presentan los materiales estudiados.

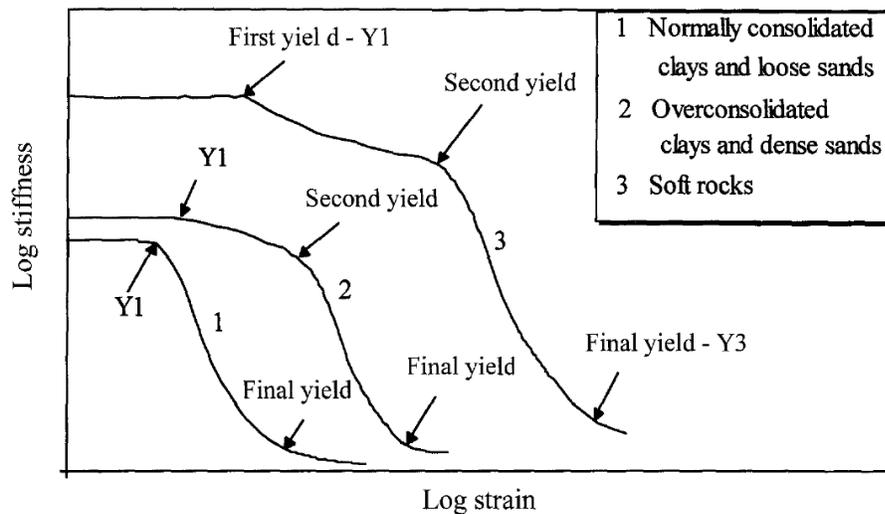


Figura 6-11: Comportamiento esquemático de la cedencia en materiales cementados. (Malandraki & Toll, 1996)

Gens & Nova (1993) resaltan tres (3) esfuerzos de interés en el estudio de las trayectorias (p-q) de materiales cementados, para la definición de la superficie de cedencia. El primero de ellos  $p_c$  corresponde al esfuerzo de cedencia en la condición “sin cementación”, el segundo ( $p_{co}$ ) hace referencia al esfuerzo de cedencia para los materiales cementados y se constituye como el límite en el cual se presenta comportamiento elástico y deformaciones recuperables. Finalmente, el esfuerzo  $p_t$  es el valor de la tensión asociada a la cohesión que presentan los

suelos dada su cementación. Este comportamiento fue representado de manera esquemática en la Figura 6-12.

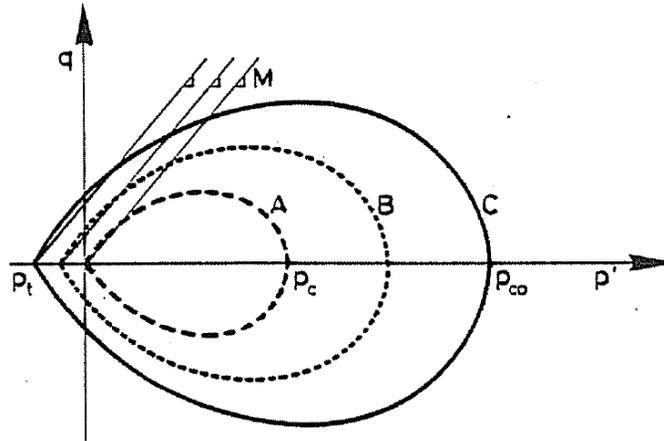


Figura 6-12: Comportamiento esquemático de la cedencia en materiales cementados (Gens & Nova, 1993).

En condición de compresión edométrica ( $K_0$ ), las trayectorias de los materiales cementados tienden a alinearse con el “no cementado”, luego de que se alcanza el esfuerzo de cedencia. Este comportamiento es similar al que se presenta en el modelo para suelos parcialmente saturados BMM, donde el material en esta condición se alinea con su similar en condición de saturación total, luego de que se alcanza la cedencia. Esto se presenta de manera esquemática en la Figura 6-13.

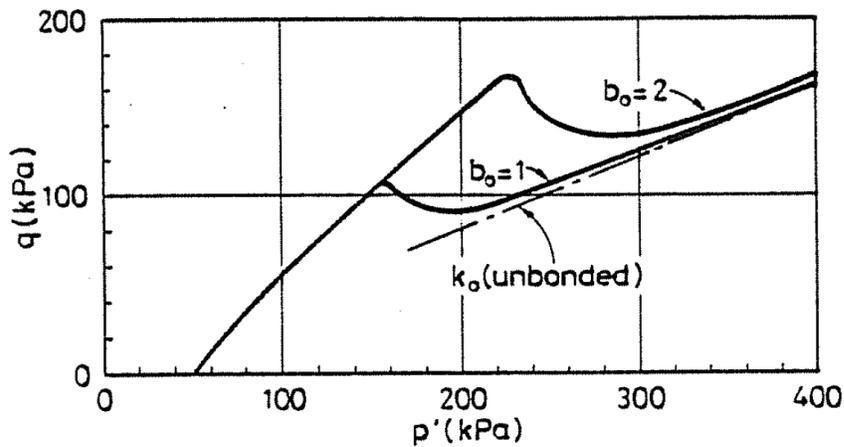


Figura 6-13: Trayectoria  $K_0$  en materiales cementados. (Gens & Nova, 1993).

En la Figura 6-14 se presentan las trayectorias de esfuerzo obtenidas durante la compresión edométrica en los dos horizontes del perfil de suelo, en las cuales se trazan las superficies de cedencia a partir de los esfuerzos identificados en la curva de compresibilidad de la Figura 6-9. Estas superficies son esquemáticas y se trazan para ilustrar el tamaño de la pared elástica que demarcan los estados con y sin cementación.

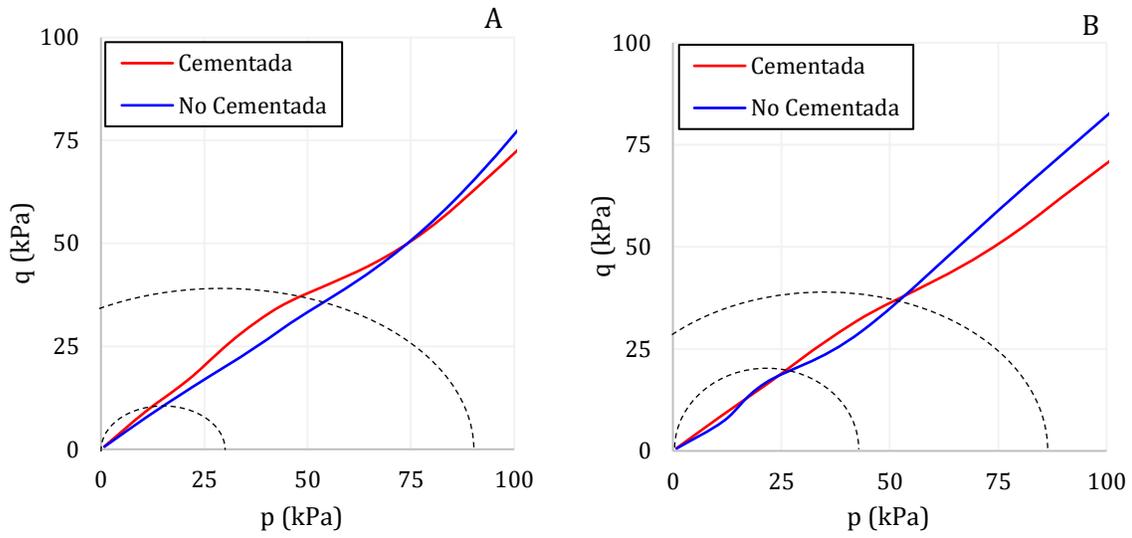


Figura 6-14: Superficies de cedencia para la trayectoria  $K_0$  en los dos horizontes del perfil de suelo. A) Horizonte superior. B) Horizonte inferior.

Se observa en la Figura 6-14 que el tamaño de la superficie de cedencia para la condición “sin cementación” del horizonte superior es más pequeña que en el subyacente. De manera contraria, la superficie de cedencia en condición natural (cementada) resulta ser más grande en el horizonte más alterado, aspecto que ratifica los resultados obtenidos en los capítulos anteriores, donde se puso de manifiesto que el horizonte superior es más rígido en condición natural, pero cuando se retira el aporte de la microestructura, su rigidez disminuye por debajo del menos alterado.

La zona que delimitan las superficies de cedencia en condición *con* y *sin* estructura, enmarca el comportamiento elástico; sin embargo, en la curva de compresibilidad de la Figura 6-9, se observa que el esfuerzo  $Y1$  del material natural, coincide con el esfuerzo  $p_c$  (esfuerzo de cedencia en condición sin estructura), lo cual indica que para este nivel de esfuerzo ya se empieza a presentar una degradación en la microestructura que implica la generación de deformaciones irreversibles, lo cual coincide con la definición de los esfuerzos de cedencia

dada por Jardine et al. (1991), quien afirma que entre los esfuerzos  $Y_1$  y  $Y_2$  el comportamiento es no lineal y existe una componente de deformaciones plásticas. Esta afirmación es válida para los dos horizontes, a pesar de que la influencia de la cementación en el estrato subyacente no es tan marcada como en el más alterado.

El orden de magnitud de los esfuerzos de cedencia y el tamaño de las superficies coincide con los análisis de compresibilidad presentados en el apartado anterior, y es similar en los modelos de Alonso et al. (1990) y Gens & Nova (1993) (guardadas las proporciones); de manera que se puede confirmar que el comportamiento mecánico y la rigidez del perfil de suelo está influenciado tanto por la microestructura como por la succión, siendo una combinación de las dos componentes. Este aporte combinado se estudia en términos de la rigidez, y se plantea un modelo predictivo con respecto al esfuerzo vertical, en el capítulo *6.3 Análisis de la variación del módulo de corte máximo con el esfuerzo*.

### **6.3 Análisis de la variación del módulo de corte máximo con el esfuerzo**

Luego de confirmar la influencia que ejerce la microestructura en el comportamiento mecánico y la rigidez del perfil de suelo estudiado, se plantean en esta sección, algunas tendencias en la variación de la rigidez con el esfuerzo vertical, con fines de aplicación práctica.

Larrahondo-Cruz (2011), en su trabajo sobre suelos granulares cementados artificialmente, presenta algunos modelos semi-empíricos que se han planteado para tratar de predecir el módulo de corte con respecto al esfuerzo (DeAlba et al., 1984; Hardin and Black, 1966; Hardin and Richart, 1963; Iwasaki et al., 1978; Lo Presti et al., 1997; Salgado et al., 2000), quien adoptó la propuesta de Lo Presti et al. (1997), la cual tiene la forma de la Ecuación 6-9.

$$G_{max} = S * F(e) * \left(\frac{\sigma_m}{Pa}\right)^n \quad \text{Ecuación 6-9}$$

Donde  $S$  y  $n$  son parámetros de ajuste que dependen de las características del suelo,  $F(e)$  es una función de la relación de vacíos,  $\sigma_m$  es el esfuerzo promedio y  $Pa$  es la presión atmosférica.

Para los resultados experimentales obtenidos, se plantea una expresión potencial similar, la cual es válida para los módulos elásticos E y G, y tiene la siguiente forma:

$$\frac{Rigidez}{Pa} = A * \left(\frac{\sigma}{Pa}\right)^n \tag{Ecuación 6-10}$$

En la expresión adoptada no se incluye el coeficiente F(e), dado que, como se ha visto, la rigidez de los suelos estudiados depende de sus características microestructurales y es de alguna manera independiente de la relación de vacíos inicial. A y n son parámetros de ajuste de los resultados experimentales, Pa es la presión atmosférica y σ es el esfuerzo aplicado durante el ensayo edométrico. Debido a que la tendencia es la misma tanto para el módulo de Young (E) como para el de corte (G), el valor de A representa el módulo de deformación determinado, y depende de las condiciones de estructura, del contenido de agua inicial y de la intensidad de meteorización; y el parámetro n depende preponderantemente de las condiciones microestructurales y de la génesis misma del material, y representa la susceptibilidad a los cambios en el esfuerzo. En la Figura 6-15 y Figura 6-16 se presenta el módulo de corte máximo normalizado con respecto a la presión atmosférica (Pa=0.1MPa), para todos los estados de estructura analizados.

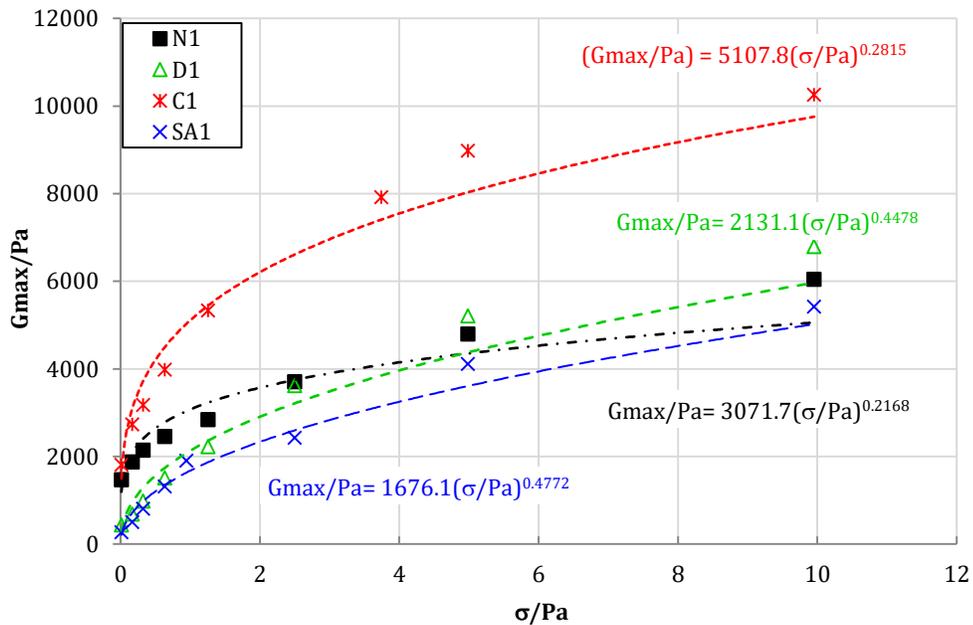


Figura 6-15: Variación del módulo con el esfuerzo vertical para el Horizonte 1. Ensayos de compresión edométrica.

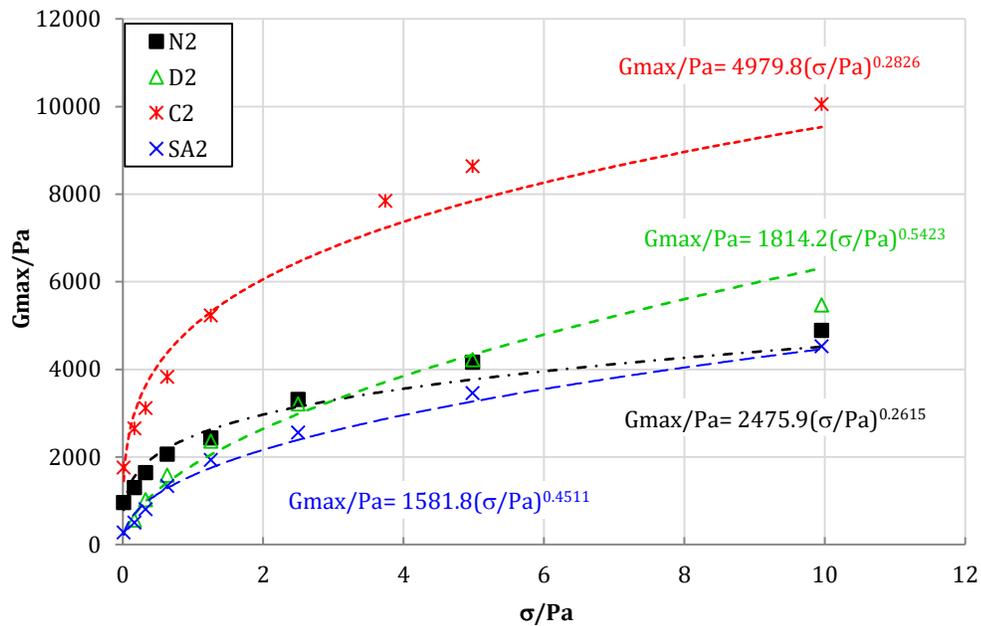


Figura 6-16: Variación del módulo con el esfuerzo vertical para el Horizonte 2. Ensayos de compresión edométrica.

En la Tabla 6-2 se presentan las ecuaciones de ajuste para la variación del módulo de corte con el esfuerzo vertical, así como los coeficientes  $A$  y  $n$  en los dos horizontes de suelo.

Condición de estructura	Horizonte	Ecuación ajuste	Coefficiente A	Coefficiente n
Natural (N)	H1	$G_{max}/Pa = 3071.7(\sigma/Pa)^{0.2168}$	3071.7	0.2168
	H2	$G_{max}/Pa = 2475.9(\sigma/Pa)^{0.2615}$	2475.9	0.2615
Desestructurada (D)	H1	$G_{max}/Pa = 2131.1(\sigma/Pa)^{0.4478}$	2131.1	0.4478
	H2	$G_{max}/Pa = 1814.2(\sigma/Pa)^{0.5423}$	1814.2	0.5423
Compactada (C)	H1	$G_{max}/Pa = 5107.8(\sigma/Pa)^{0.2815}$	5107.8	0.2815
	H2	$G_{max}/Pa = 4979.8(\sigma/Pa)^{0.2826}$	4979.8	0.2826
Saturada (SA)	H1	$G_{max}/Pa = 1676.1(\sigma/Pa)^{0.4772}$	1676.1	0.4772
	H2	$G_{max}/Pa = 1581.8(\sigma/Pa)^{0.4511}$	1581.8	0.4511

Tabla 6-2. Variación de la ecuación y parámetros de ajuste para todas las condiciones de estructura analizadas, en el módulo de corte máximo.

En general, el coeficiente  $A$  registra un mayor valor para el horizonte 1 en todas las condiciones de estructura, en relación con el horizonte subyacente. De manera contraria, el coeficiente  $n$  presenta mayores valores en el horizonte 2, exceptuando las muestras saturadas donde es

mayor para el estrato superior. Los mayores valores en el coeficiente  $n$  indican una mayor susceptibilidad a los cambios en el esfuerzo, lo que se asocia a una mayor compresibilidad y coincide con los resultados reportados en el apartado anterior.

A partir del valor de los coeficientes, se puede plantear una tendencia de su variación con la profundidad para las diferentes condiciones de estructura, la cual se presenta en la Figura 6-17. Se observa que el coeficiente  $A$  tiende a decrecer con la profundidad, lo que asocia a una mayor rigidez hacia la superficie del perfil, por acción de los procesos de meteorización más agresivos y la acumulación de hidróxidos de aluminio y minerales de arcilla más estables. Por su parte, el coeficiente  $n$  crece para las condiciones natural (N) y desestructurada (D); se mantiene relativamente constante para el suelo compactado (C) y decrece en la condición saturada (SA). Este hecho confirma la susceptibilidad del coeficiente  $n$  a las variaciones que pueda presentar la microestructura del material, además de que resalta la mayor compresibilidad del suelo en profundidad, dada la ausencia o poca influencia de esta componente. Las tendencias presentadas, coinciden con las que reporto Pineda (2011) para un suelo residual y saprolito derivados de una roca ígnea.

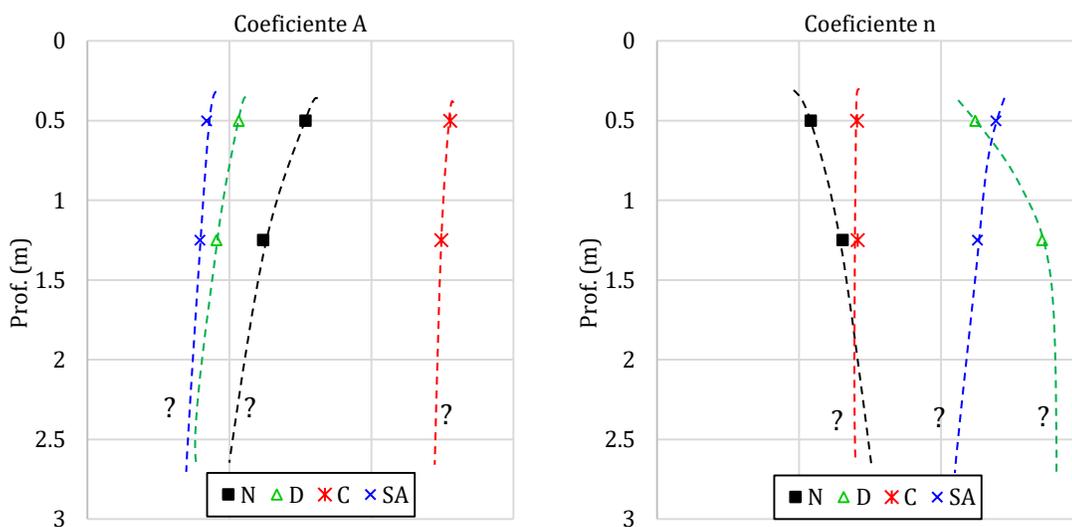


Figura 6-17: Variación de los coeficientes de ajuste  $A$  y  $n$  con la profundidad, para las diferentes condiciones de estructura analizadas.

Teniendo en cuenta que la rigidez y su variación, dependen de la capacidad de retención de agua, diversos investigadores (Mancuso et al., 2002; Mendoza, 2004; Vassalo et al., 2007; Ng y

Yung, 2008; Sawangsuriya et al., 2009; Walton-Macaulay, 2015) han planteado modelos predictivos de la rigidez, en los cuales se incluye el aporte de la succión. Para incluir este efecto, se propone la modificación de la Ecuación 6-10 como sigue:

$$\text{Rigidez} = A * (\sigma')^n + X * \psi \quad \text{Ecuación 6-11}$$

Esta ecuación es una primera aproximación y se encuentra en términos de la succión total; sin embargo, a partir de un mayor número de muestras experimentales e implementando métodos de medición de succión durante el ensayo, se puede plantear la variación de la rigidez en términos de la succión matricial ( $u_a - u_w$ ).

En la Ecuación 6-11,  $X$  es un parámetro que define la variación de la rigidez máxima con la succión ( $\psi$ ). En el caso de los suelos estudiados, el efecto del coeficiente  $X$  se percibe como el decrecimiento inicial de la rigidez, para bajos niveles de esfuerzo, de la curva para el material en condición saturada con respecto al natural, como se observa en la Figura 6-18.

Este coeficiente  $X$  es definido como el parámetro de esfuerzos efectivos de Bishop (Sawangsuriya et al., 2009), enmarcado en la teoría de la resistencia al corte de suelos parcialmente saturados. Vanapalli et al. (1996) define este coeficiente según la Ecuación 6-12:

$$X = \theta^k = \left(\frac{\theta}{\theta_s}\right)^k = \left(\frac{V_w}{V_v}\right)^k = S^k \quad \text{Ecuación 6-12}$$

Donde

- $\theta$ : contenido de agua volumétrico normalizado
- $\theta$ : contenido de agua volumétrico para un grado de saturación dado
- $\theta_s$ : contenido volumétrico de agua para una saturación del 100%
- $V_w$ : volumen de agua
- $V_v$ : volumen de vacíos
- $S$ : Grado de saturación
- $k$ : coeficiente de ajuste

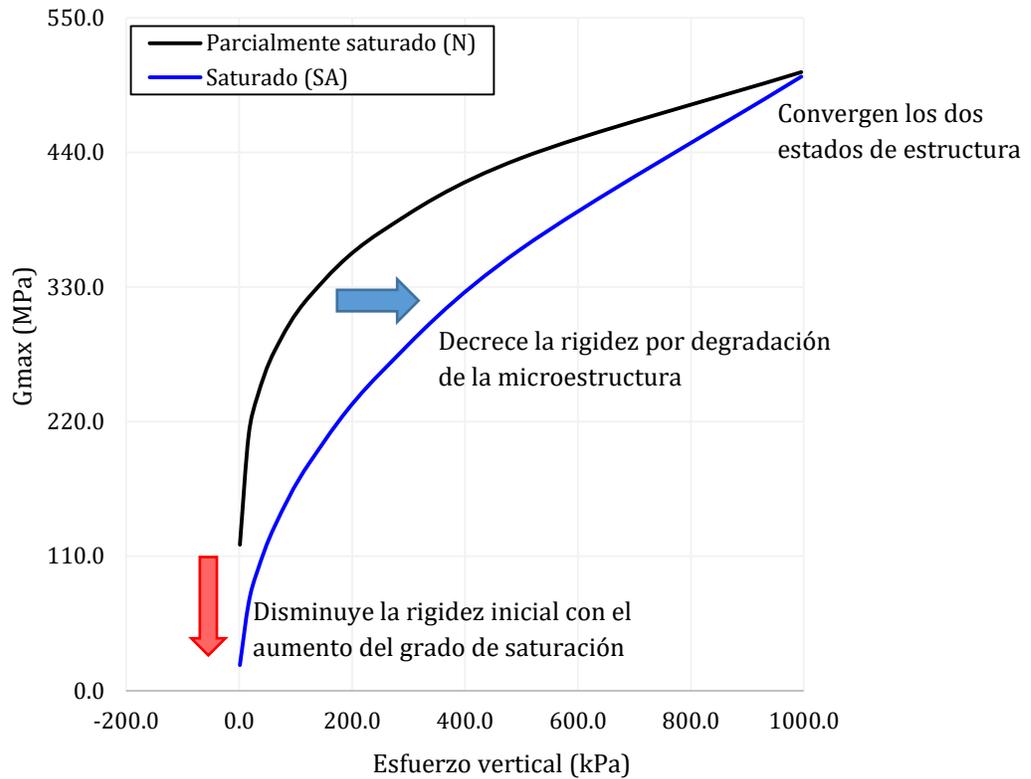


Figura 6-18: Comparación de la variación en la rigidez máxima para la condición parcialmente saturada (N) y saturada (SA) en el horizonte 1.

Vanapalli et al. (1996) menciona que el valor de  $k$  puede variar entre 1 y 3, siendo 2.22 el valor que mejor ajuste experimental arrojó en sus modelos. A partir de las definiciones dadas, se puede reescribir la Ecuación 6-11 a partir de la Ecuación 6-12:

$$Rigidez = A (\sigma' + \Theta^k \psi)^n \tag{Ecuación 6-13}$$

La variación del contenido volumétrico de agua normalizado ( $\Theta$ ) para los dos horizontes del perfil de suelo, se presenta en la Figura 6-19.

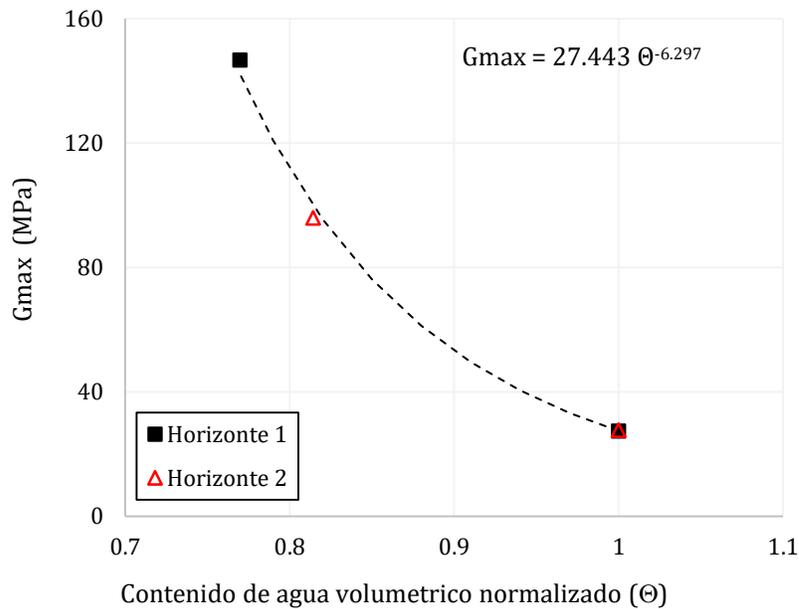


Figura 6-19: Variación de la rigidez máxima con el contenido volumétrico de agua normalizado para los dos horizontes del perfil de suelo

Se observa en la Figura 6-19 que en la medida que se incrementa el contenido volumétrico de agua (o el grado de saturación), se reduce la rigidez de los materiales, lo cual resalta la importancia y pertinencia de incluir el aporte de la succión en el modelo predictivo de la rigidez, y coincide con los resultados obtenidos a partir del análisis de trayectorias de esfuerzo presentado en el apartado anterior.

La tendencia en la variación de los coeficientes de ajuste  $A$  y  $n$ , se puede asociar a la composición mineralógica de los materiales reportada en el capítulo 3.5. Esto resulta muy útil en aras de plantear relaciones entre estos coeficientes y las características composicionales del suelo, que sirvan para estimar la variación en la rigidez a partir de propiedades físicas o índice. En la Figura 6-20 y la Figura 6-21 se presenta la relación entre el contenido mineralógico y los coeficientes de ajuste.

Valores altos en el coeficiente  $A$  se asocian al mayor contenido de caolinita e hidróxidos de aluminio, y por el contrario, la ausencia de estos y la mayor presencia de mineral de illita reducen el coeficiente y por ende la rigidez en estado natural. De manera contraria ocurre con el coeficiente  $n$ , ya que menores valores corresponden a una menor susceptibilidad a los cambios en el esfuerzo, compresibilidad y por ende una mayor rigidez y resistencia.

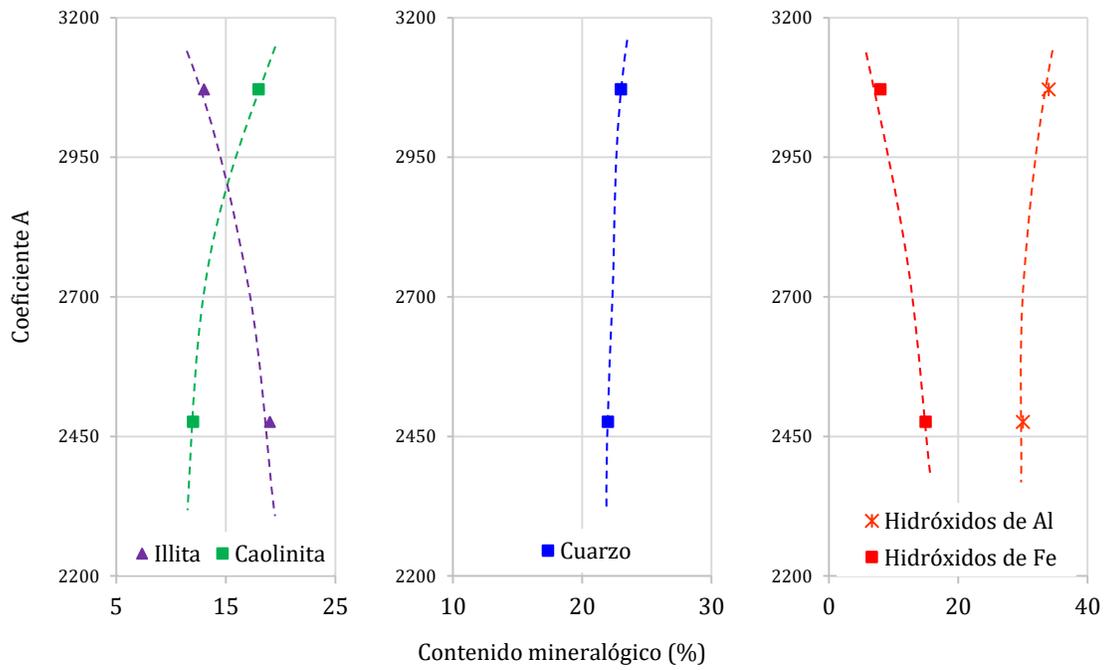


Figura 6-20: Variación del coeficiente A con el contenido mineralógico.

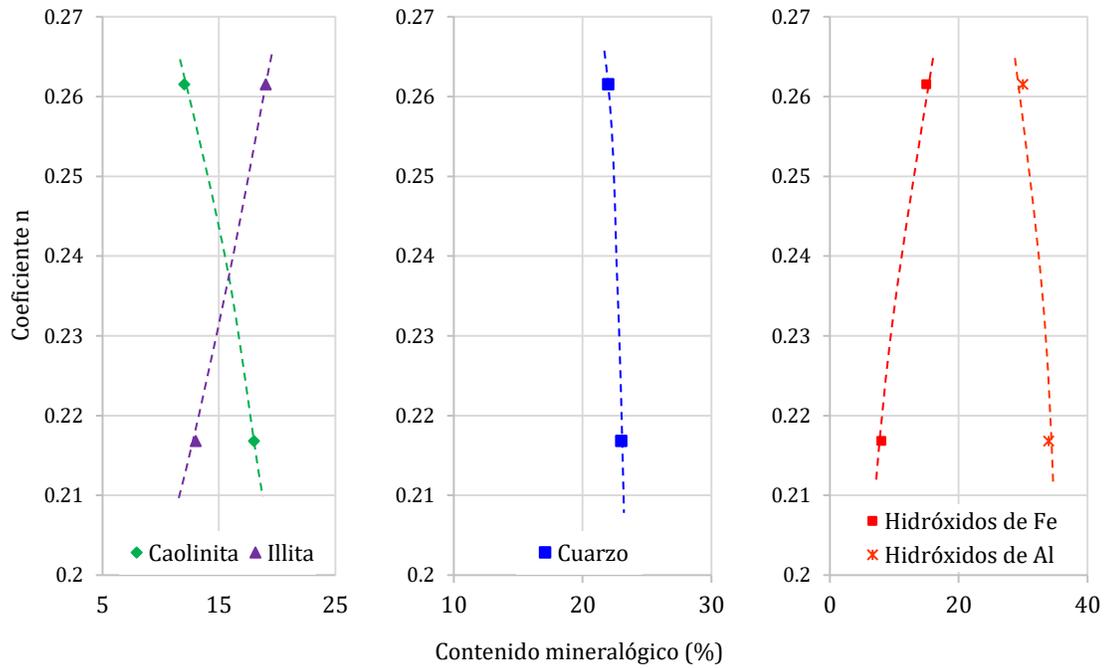


Figura 6-21: Variación del coeficiente n con el contenido mineralógico.

Dado que el mayor componente en porcentaje, junto con el cuarzo en el perfil de suelo, son los sesquióxidos de aluminio y hierro, se puede plantear una función de los coeficientes  $A$  y  $n$  con su contenido y la condición de estructura que presente el suelo (Natural, Compactada o Saturada). Esta variación tendrá la forma de la Ecuación 6-14.

$$A = 25.4 S^{1.4}$$

Ecuación 6-14

$$n = 3000 S^{-2.7}$$

Donde:

- $A, n$  = Coeficientes de ajuste para la variación de la rigidez con el esfuerzo
- $S$  = Contenido de sesquióxidos

El contenido de sesquióxidos ( $S$ ) está relacionado con los índices de laterización, siendo el más apropiado para los suelos estudiados el que proponen Joachin & Kandiah (1941), dado que relaciona tanto los sesquióxidos de aluminio como de hierro con el contenido de sílice ( $SiO_2/(Al_2O_3 + Fe_2O_3)$ ), y estas dos componentes se encuentran presentes en los horizontes estudiados, siendo los sesquióxidos de aluminio quienes predominan en ambos casos.

El estudio experimental del perfil de suelo laterítico permitió establecer diferencias, en el comportamiento de los horizontes. Estas diferencias están dadas por sus condiciones de microestructura distintiva, así como la influencia que ejercen otros procesos como la compactación y factores como el grado de saturación; aspectos que se deben tener en cuenta a la hora de plantear obras de ingeniería que involucren estos materiales.

Una primera aproximación se da a partir de los resultados obtenidos en la presente investigación, donde se propone que la variación de la rigidez máxima se puede predecir a partir de la Ecuación 6-13 y la Ecuación 6-14, las cuales tienen en cuenta las condiciones microestructurales y las posibles variaciones que estas sufran. Aspectos del diseño geotécnico de obras importantes en la región del Vichada como lo son las carreteras, puentes, obras de infraestructura, colegios y hospitales; puedan apoyarse en los resultados obtenidos, para que de esta manera las soluciones que se planteen sean coherentes con el comportamiento real de los suelos lateríticos, favoreciendo así al desarrollo social y económico de esta región del país.

---

La rigidez máxima es un parámetro muy importante para determinar las deformaciones en obras de infraestructura, ya que describe el comportamiento de esfuerzos y deformaciones en el intervalo elástico. En el diseño geotécnico de estas obras se recurre a la estimación de los módulos máximos a partir de relaciones semi empíricas que en muchos casos no aplican para materiales estructurados, ya que los ensayos dinámicos, monotónicos o de velocidad de onda son especializados y bastante costosos. Los resultados de la presente investigación se constituyen como una de las primeras aproximaciones al estudio de la rigidez máxima de los suelos lateríticos de la región del Vichada, y las ecuaciones predictivas, así como los resultados del análisis del comportamiento mecánico son de gran utilidad para continuar con la investigación en estos materiales, o para la estimación de los módulos elásticos con fines del diseño de obras y soluciones de infraestructura de la región. Con un desarrollo experimental más robusto se pueden plantear variaciones estadísticas de los parámetros de ajuste y calibrar las ecuaciones para que los diseñadores y consultores puedan estimar la rigidez y su variación con el esfuerzo a partir de propiedades físicas o índice.



## 7. Conclusiones y recomendaciones

Las conclusiones que se obtienen a partir de los resultados experimentales se pueden dividir en dos temas importantes para la interpretación de los mismos: comportamiento volumétrico obtenido a partir de los resultados de compresibilidad medidos directamente durante el ensayo de compresión edométrica, el cual constituye el marco de referencia para la identificación de esfuerzos de cedencia; y el segundo es la rigidez a pequeñas deformaciones determinada a partir de la emisión y recepción de ondas elásticas, siendo la variación de esta con el esfuerzo para diferentes condiciones de estructura, el principal objetivo de la investigación.

### 7.1.1 Comportamiento volumétrico

- El horizonte superior en estado natural es menos compresible que el subyacente, siendo que ambos tienen contenidos de agua y relaciones de vacíos iniciales similares, esto debido a las condiciones de microestructura distintivas derivadas de los procesos de meteorización, más avanzados en el estrato superior.
- Los dos horizontes presentan un esfuerzo de cedencia inicial (pre-cedencia) asociado a la succión y la interacción entre los clastos minerales, sin la degradación de las condiciones de microestructura, y luego un esfuerzo de cedencia cuando se desintegran los enlaces cementantes. Cuando se remueve la cementación, se registra un aumento notable en la compresibilidad y el esfuerzo de pre-cedencia desaparece, lo que no ocurre con el horizonte 2, ya que la condición *con* y *sin* estructura presenta un comportamiento volumétrico similar y poco diferenciable.
- La compactación a densidad seca máxima mejora las condiciones a nivel de fábrica de los materiales sin estructura. Para bajos niveles de esfuerzo, el suelo en estado natural resulta ser menos compresible que el material compactado a densidad máxima, lo que se asocia a la presencia de los enlaces cementantes. Este comportamiento es claro en

el horizonte más alterado (superior), y poco diferenciable en el subyacente, menos influenciado por la microestructura.

- Al saturar el suelo se presenta un aumento en la compresibilidad para dos niveles de esfuerzo: primero, de manera inmediata por la ausencia de la succión como aporte a la rigidez, lo cual se observa como reducción en la relación de vacíos sin cambio en las pendientes de la curva; y segundo, después de que se alcanza el esfuerzo de cedencia, cuando se degrada completamente la microestructura por acción del agua. El horizonte inferior es más compresible en estado natural y su comportamiento en condición saturada y parcialmente saturada es muy similar, dado el mayor tamaño de poros y la succión baja, asociada a un elevado contenido de agua en condición natural.
- Se confirmó que la microestructura en ambos estratos ejerce influencia en el comportamiento volumétrico, aspecto mucho más evidente en el horizonte superior. El espacio permisible por la microestructura se localiza entre la curva del material en estado natural, y la suspensión al límite líquido “slurry”. El nivel de esfuerzo que enmarca este espacio se localiza después del esfuerzo de precedencia (40kPa a 60kPa), hasta un esfuerzo de 450kPa y 500kPa, a partir de donde todo efecto microestructural se remueve en ambos horizontes.

### 7.1.2 Rigidez a pequeñas deformaciones

- La relación de Poisson se mantiene relativamente constante hasta un esfuerzo cercano a los 125kPa para todas las condiciones de estructura, siendo esto coherente con la trayectoria de deformaciones laterales nulas que se siguió durante los ensayos de compresión, y coincide con el esfuerzo de cedencia identificado en los análisis de compresibilidad y trayectorias de esfuerzo. Esto indica que el intervalo del comportamiento elástico de los suelos lateríticos estudiados está delimitado por ese valor de esfuerzo. A partir de ese nivel, el coeficiente se reduce en aproximadamente la misma proporción, y todos los estados convergen a un mismo valor para esfuerzos superiores a 500kPa. La relación de Poisson es menor en el estrato superior, lo que indica una mayor rigidez por acción de los procesos de laterización y las condiciones microestructurales diferenciadas.
- En estado natural, los módulos elásticos E y G registran una variación potencial creciente con respecto al esfuerzo vertical, obteniéndose valores más altos y una

mayor susceptibilidad a los cambios en el esfuerzo, en el horizonte 1. Al remover la componente cementante, se reduce la rigidez en ambos horizontes, en mayor medida para el estrato superior, y aumenta la susceptibilidad al cambio en el esfuerzo. Esto se evidencia como un aumento importante en la densidad, y por consiguiente en la velocidad de onda y rigidez para esfuerzos superiores a 250kPa.

- En estado compactado, la rigidez inicial es similar a la del material natural, y finalmente esta condición de estructura es la que alcanza los mayores valores de rigidez comparada con los demás estados analizados. Se evidencian cambios asociados a los esfuerzos de cedencia, que se dan a nivel de contacto entre partículas, esto por el avanzado estado de meteorización de los componentes mineralógicos.
- La condición saturada registra los menores valores de rigidez, así como el menor incremento en la misma, esto debido que en esta condición no existe el aporte de la succión a la rigidez, y el agua actúa de manera simultánea degradando los enlaces cementantes. Esta condición reproduce el factor que más degrada las condiciones de estructura de los dos horizontes de suelo.
- Las trayectorias en el plano (p-s) son similares en los dos horizontes, y la diferencia sustancial radica en el mayor contenido de agua (menor succión) en estado natural, del horizonte inferior. En el espacio (p-q-s) se encontró que el tamaño de la superficie de cedencia del horizonte superior es mayor, y los esfuerzos de cedencia coinciden con los que se obtuvieron a partir del análisis de compresibilidad y rigidez. De igual manera, se obtuvieron las trayectorias en (p-q) para los materiales con y sin cementación, encontrando que la superficie de cedencia es más grande para el horizonte superior, con esfuerzos de cedencia en condición cementada mayores; sin embargo, cuando es removida esta cementación, la rigidez del horizonte superior decae por debajo del que subyace, esto debido al elevado estado de meteorización de los componentes mineralógicos.
- El comportamiento general de la rigidez con el esfuerzo tiene tendencia potencial creciente, y se ajusta a partir de parámetros que dependen de sus condiciones de microestructura, saturación y contenido de sesquióxidos. Teniendo en cuenta este hecho, se propuso una ecuación que predice el comportamiento de la rigidez con el esfuerzo, la cual tiene en cuenta la condición de saturación parcial y la microestructura. Esta ecuación se basa en los resultados experimentales obtenidos, y sus coeficientes de

ajuste deberán ser validados estadísticamente para los suelos lateríticos del departamento del Vichada.

## 7.2 Recomendaciones para futuras investigaciones

Las recomendaciones para trabajos futuros se dan en términos del procedimiento experimental, y el comportamiento mismo de los materiales.

## 7.3 Procedimiento experimental

- Modificar el montaje experimental, o incluir elementos piezocerámicos en un equipo que permita controlar la succión durante la compresión edométrica, con el fin de tener una superficie de variación espacial de la rigidez, el esfuerzo y la succión.

## 7.4 Comportamiento del suelo

- Estudiar la resistencia de los suelos lateríticos del departamento del Vichada, ya que existe evidencia de que los procesos de falla en estructuras y terraplenes viales se deben a este efecto. Este estudio puede encaminarse a evaluar la resistencia al corte a partir de trayectorias de esfuerzo en equipos triaxiales.
- Analizar el comportamiento anisotrópico de los suelos lateríticos, dado que los procesos de lixiviación y cementación generan fábricas cementadas con resistencias diferentes en planos ortogonales. Este análisis se puede hacer mediante la propagación de ondas elásticas en dirección vertical y horizontal, complementado con ensayos triaxiales para diferentes trayectorias y orientación de los especímenes de suelo.
- Determinar la influencia de la microestructura en un perfil de meteorización, del cual se conozcan las características del material parental (roca); con el fin de tener como marco de referencia el comportamiento de los materiales para intensidades de meteorización muy bajas, y en los cuales se perciba la influencia de las condiciones y estructuras heredadas.
- Estudiar el efecto del contenido de materia orgánica en el comportamiento mecánico de suelos estructurados, ya que durante la etapa experimental, se encontró en una muestra de suelo con estas características, que la rigidez y resistencia se redujeron drásticamente con respecto a la condición natural.

- Finalmente, validar estadísticamente la relación entre los coeficientes de ajuste experimental, el contenido mineralógico y las propiedades índice, con el fin de establecer un modelo predictivo de aplicación práctica en proyectos de ingeniería geotécnica.



## **A. Anexo: Figuras y planos**

## B. Anexo: Ecuación de onda unidimensional

Las expresiones que relacionan la rigidez cortante con la velocidad de propagación de una onda a través del suelo provienen del desarrollo de la ecuación de onda unidimensional en la dirección del movimiento que se desea analizar. Para plantear la definición de la ecuación de onda, se considera un elemento diferencial continuo, homogéneo, infinito, lineal y elástico, sujeto a una perturbación que viaja en dirección x, tal y como se presenta en la Figura 7-1.

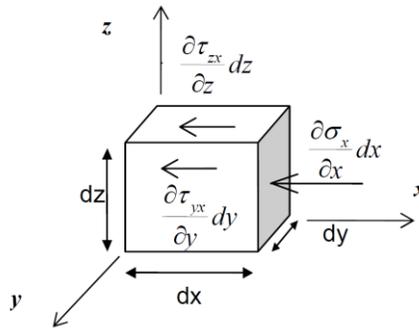


Figura 7-1: Esfuerzos Actuando sobre un Elemento Diferencial Durante la Propagación de la Onda en Dirección x (Mendoza, 2004).

Partiendo de la Figura 7-1, haciendo sumatoria de fuerzas en la dirección “x” e igualando la expresión a la fuerza inercial se tiene la Ecuación 7-1.

$$\sum F_x = \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} dx(dydz) + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} dz(dydx) + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} dy(dzdx) = m a \quad \text{Ecuación 7-1}$$

Ahora, en la Ecuación 7-2 se definen los conceptos de densidad, volumen y aceleración, para reescribir la Ecuación 7-1.

$$\begin{aligned}
 m &= \rho \forall \\
 \forall &= (dx \, dy \, dz) \\
 a &= \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2}
 \end{aligned}
 \tag{Ecuación 7-2}$$

Donde:

$m$  = masa

$\forall$  = Volumen

$\rho$  = densidad

$a$  = aceleración

$u_x$  = desplazamiento en dirección  $x$

Reemplazando las definiciones de la Ecuación 7-2 en la Ecuación 7-1 se tiene la Ecuación 7-3:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} = \rho \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2}
 \tag{Ecuación 7-3}$$

Considerando que la Ecuación 7-3 está expresada en términos de esfuerzos, a partir de la teoría elástica se pueden expresar en términos de deformaciones, como se muestra en la Ecuación 7-4:

$$\begin{aligned}
 \tau_{yx} &= \gamma_{yx} G \\
 \tau_{zx} &= \gamma_{zx} G \\
 \sigma_x &= M \varepsilon_v - 2G (\varepsilon_y + \varepsilon_z)
 \end{aligned}
 \tag{Ecuación 7-4}$$

Donde:

$$G: \text{Modulo de corte} = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$$M: \text{Módulo edométrico} = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

$E$ : Módulo de Young

$\nu$ : Relación de poisson

$\varepsilon_v$ : Deformación volumétrica

$\varepsilon_y$ : Deformación normal en dirección y

$\varepsilon_z$ : Deformación normal en dirección z

Reemplazando las expresiones de la Ecuación 7-4 en la Ecuación 7-3 se obtiene la Ecuación 7-5:

$$\frac{\partial}{\partial x} M \varepsilon_v + G \left( -2 \frac{\partial}{\partial x} \varepsilon_y - 2 \frac{\partial}{\partial x} \varepsilon_z + \frac{\partial}{\partial z} \gamma_{zx} + \frac{\partial}{\partial y} \gamma_{yx} \right) = \rho \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} \quad \text{Ecuación 7-5}$$

La definición de las deformaciones en términos de desplazamientos se presenta en la Ecuación 7-6:

$$\begin{aligned} \varepsilon_v &= \frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_y}{\partial y} + \frac{\partial u_z}{\partial z} \\ \varepsilon_x &= \frac{\partial u_x}{\partial x} \\ \gamma_{yx} &= \frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \end{aligned} \quad \text{Ecuación 7-6}$$

Reemplazando las definiciones de la Ecuación 7-6 en la Ecuación 7-5, se tiene Ecuación 7-7:

$$M \left( \frac{\partial^2 u_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u_y}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 u_z}{\partial x \partial z} \right) + G \left( -2 \frac{\partial^2 u_y}{\partial x \partial y} - 2 \frac{\partial^2 u_z}{\partial x \partial z} + \frac{\partial^2 u_x}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 u_z}{\partial x \partial z} + \frac{\partial^2 u_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u_y}{\partial x \partial y} \right) = \rho \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2}$$

$$(M - G) \left( \frac{\partial^2 u_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u_y}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 u_z}{\partial x \partial z} \right) + G \left( \frac{\partial^2 u_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u_x}{\partial z^2} \right) = \rho \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2}$$

$$(M - G) \left( \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial x} \right) + G \nabla^2 u_x = \rho \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} \quad \text{Ecuación 7-7}$$

La Ecuación 7-7 es conocida como la “Ecuación de la Onda”, y permite predecir cuales tipos de ondas de cuerpo o modos de propagación se presentan en un medio luego de una perturbación (Fernandez & Santamarina, 2001). Una perturbación mecánica se trasmite en forma de onda por el suelo dependiendo del modo de propagación de la misma. En La Figura 7-2 se presentan los modos de propagación de ondas en muestras cilíndricas donde (a) corresponde a la propagación de una onda de compresión y por su parte (c) corresponde a la propagación de una onda de corte.

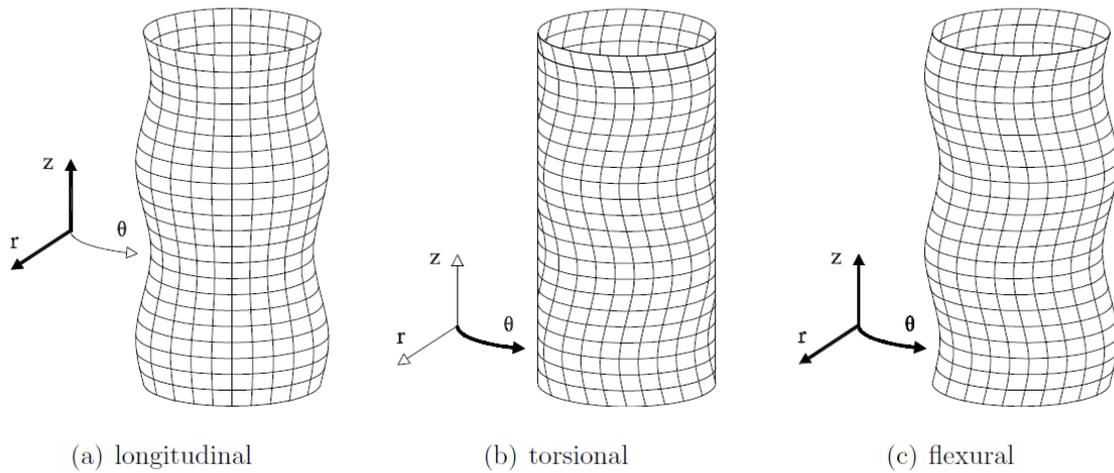


Figura 7-2: Modos fundamentales de propagación de ondas en muestras cilíndricas (Meneses, 2006).



## Bibliografía

- Alarcón, A. (1986). *Cyclic Stress – Strain and Liquefaction Characteristics of sands. Thesis Ph.D.* Purdue University.
- Alexander, L., & Cady, J. (1962). *Genesis and Hardening of Laterite in soils.* Washington, D.C.: Soil conservation service.
- Alonso, E. E., Gens, A., & Josa, A. (1990). Constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique*, 40(3), 405-430.
- Atkinson, J. H. (2000). Non-linear soil stiffness in routine design. . *Géotechnique*, 50(5), 487-508.
- Atkinson, J. H. (2007). *The mechanics of soils and foundations.* CRC Press.
- Ayala, J. L. (2013). *Estudio experimental de la propagación de ondas de corte en suelos granulares usando bender elements en el equipo edométrico. Tesis de Maestría.* Concepcion, Chile. : Universidad Católica de la Santísima Concepción .
- Blight, G. E. (2012). *Mechanics of residual soils.* Boca Raton, FL: CRC Press.
- Blight, G. E., & Leong, E. C. (2012). *Mechanics of residual soils.* Boca Raton, FL: Taylor & Francis.
- Borden, R. H., Shao, L., & Gupta, A. (1996). Dynamic properties of Piedmont residual soils. . *Journal of geotechnical engineering*, 122(10), 813-821.
- Brignoli, E. G., Gotti, M., & Stokoe, K. H. (1996). Measurement of shear waves in laboratory specimens by means of piezoelectric transducers. *Geotechnical Testing Journal*, 384-397.
- Buchanan, F. (1807). *A Journey from Madras through the Countries of Mysore.* London: East Indian Company.
- Burland, J. B. (1989). Ninth Laurits Bjerrum Memorial Lecture:" Small is beautiful"—the stiffness of soils at small strains. . *Canadian geotechnical journal*, 26(4), 499-516.
- Burland, J. B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. *Géotechnique*, 40(3), 329-378.

- Cano, C., Hincapié, J., Osorio, R., & Otálvaro, I. (2002). *Perfiles sismogeotécnicos en suelos gabroicos y duníticos*. Medellín: Universidad EAFIT.
- Ceiba-Dromos. (2014). *Proyecto materiales y metodos constructivos para la estabilizacion de la malla vial en Colombia: Una visión eficiente, económica y sostenible*. Bogotá: Universidad de los Andes y Universidad Nacional de Colombia.
- Ceiba-Dromos. (2016). *Análisis de contenido mineralógico de cuatro suelos del departamento del vichada y cuatro mezclas*. Bogotá: Universidad de los Andes y Universidad Nacional de Colombia.
- Clare, K. E. (1957). Airfield construction on overseas soils, 1. The formation, classification and characteristics of tropical soils. *Proc. Brit. Inst. Civil Eng*, 8., 211-231.
- Colmenares, J. E. (2002). *Suction and volume change of compacted sand-bentonite mixtures*. PhD thesis. London: University of London.
- Comina, C. F. (2008). EIT Oedometer: an advanced cell to monitor spatial and time variability in soil with electrical and seismic measurements. *ASTM Geotechnical Testing Journal* 31, 404-412.
- Cumaribo, A. d. (2013, Julio 29). *Alcaldia de Cumaribo*. Retrieved from Alcaldia de Cumaribo: <http://cumaribo-vichada.gov.co/>
- Diaz, M. A. (2014). *Medición de las ondas sísmicas en pruebas de consolidación usando cristales piezoeléctricos*. Tesis de maestría. México, D.F.: Universidad Nacional Autonoma de Mexico.
- Dyvik, R., & Madshus, C. (1985). Lab Measurements of  $G_m$  a x Using Bender Elements. In *Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Conditions*, 186-196.
- Fam, M., & Santamarina, C. (1995). Study of geoprocesses with complementary mechanical and electromagnetic wave measurements in an oedometer. *Geotechnical Testing Journal*, 307-314.
- Fernandez, A. L., & Santamarina, J. C. (2001). Effect of cementation on the small-strain parameters of sands. *Canadian Geotechnical Journal*, 38(1), 191-199.
- Fookes, P. G. (1997). *Tropical residual soils: A Geological Society Engineering Group working party revised report*. . London: Geological Society of London.
- Fredlund, D., & Morgenstern, N. (1977). Stress state variables for unsaturated soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 103 (ASCE 12919).
- Fredlund, D., & Xing, A. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian geotechnical journal*, 31(4), 521-532.

- Fredlund, D., Morgenstern, N., & Widger, R. (1978). The shear strength of unsaturated soils. *Canadian geotechnical journal*, 15(3), 313-321.
- Fredlund, D., Rahardjo, H., & Fredlund, M. (2012). *Unsaturated soil mechanics in engineering practice*. . New Jersey: John Wiley & Sons.
- Garcia, J. C. (2004). *Efecto de los cambios de humedad en la resistencia de un suelo parcialmente saturado derivado de ceniza volcanica. Tesis para optar al titulo de Magister en Ingenieria Geotecnia*. Bogotá: Universidad Nacional de Colombia.
- Gens, A., & Nova, R. (1993). Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks. In *Geotechnical Engineering of Hard Soils-Soft Rocks*, 485-494.
- Georgiannou, V., Rampello, S., & Silvestri, F. (1991). Stactic and Dynamic Measurement. *Proceeding of the X ECSMFE*, 91-96.
- Gidigasú. (1972). Mode of formation and geotechnical characteristics of laterite materials of Ghana in relation to soil forming factors. *Engineering Geology*, 6(2), 79-150.
- Gidigasú. (2012). *Laterite soil engineering: pedogenesis and engineering principles (Vol. 9)*. Elsevier.
- Hoyos, L., & Macari, E. J. (1999). Influence of in situ factors on dynamic response of Piedmont residual soils. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 125(4), 271-279.
- Intech. (2012, 09 19). *World's largest Science, Technology & Medicine Open Access book publisher*. Retrieved from <http://www.intechopen.com/>
- Jamiolkowski, M. L. (1986). Behaviour of Soil at Small Strains. *Proceedings of the International Symposium on Engineering Geology Problems in Seismic*.
- Jamiolkowski, M., Lo Presti, D. C., Pallara, O. V., & Cavallaro, A. (1999). Anisotropy of small strain stiffness of undisturbed and reconstituted clays. *Pre-failure Deformation*, 3-9.
- Janbu, N., Tokheim, O., & Senneset, K. (1981). Consolidation Tests with Continuous Loading. *10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 645-654.
- Jardine, R. J., Fourie, A. B., Potts, D. M., & Burland, J. B. (1986). Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction. *Geotechnique*, 36(3), 377-396.
- Jardine, R., Potts, D., St John, H., & Hight, D. (1991). Some practical applications of a non-linear ground model. In *Proceedings of the 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 223-228.

- Joachin, A. W., & Kandiah, S. (1941). The composition of some local soil concretions and clays. . *Trop Agric*, 96., 67-75.
- Juang, C., & Holtz, R. (1986). A probabilistic permeability model and the pore size density function. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*. Vol. 10, 543-553.
- Larrahondo-Cruz, J. (2011). *Carbonate diagenesis and chemical weathering in the southeastern united states: Some implications on geotechnical behavior*. PhD. Thesis. Georgia: Georgia Institute of Technology.
- Lawrence, F. V. (1963). *Propagation velocity of ultrasonic waves through sand*. Massachusetts Institute of Technology. Department of Civil Engineering,.
- Leroueil, S., & Hight, D. W. (2003). Behaviour and properties of natural soils and soft rocks. . *Characterisation and engineering properties of natural soils*, 29-254.
- Leroueil, S., & Vaughan, P. R. (1990). The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. *Géotechnique*, 40(3), 467-488.
- Lo Presti, D. C., Jamiolkowski, M., Pallara, O., Cavallaro, A., & Pedroni, S. (1997). Shear modulus and damping of soils. *Geotechnique*, 47(3), 603-617.
- Malandraki, V., & Toll, D. (1996). The definition of yield for bonded materials. *Geotechnical and Geological Engineering*, 67-82.
- Martin, F. J., & Doyne, H. C. (1930). Laterite and lateritic soils in Sierra Leone. *The Journal of Agricultural Science*, 20(01), 135-143.
- Mendoza, C. E. (2004). *Influencia de la succión en el módulo de corte a muy pequeñas deformaciones de suelos compactados*. Tesis de Maestría. Bogotá: Universidad Nacional de Colombia.
- Meneses, J. F. (2006). *Advances in Laboratory Geophysics Using Bender Elements*. London: University College London.
- Militares, I. (2016, 01). *Ingenieros Militares*. Retrieved from Ingenieros Militares: <https://ingenierosmilitaresdecolombia.wordpress.com/>
- Mitchell, J. K., & Soga, K. (2005). *Fundamentals of soil Behavior*. Hoboken, New Jersey, USA.: John Wiley & Sons,.
- Mulmi, S., & Kuwano, R. (2008). Performance of plate type piezo-ceramic transducers for elastic wave measurements in laboratory soil specimens. *Seisan Kenkyu*, 60(6), 565-569.

- Ng, C., & Menzies, B. (2007). *Advanced unsaturated soil mechanics and engineering*. Abingdon, Oxon: Taylor & Francis.
- Orlando, B. G. (2014). Monitoreo de la velocidad de ondas de corte durante la consolidación en suelos residuales del Norte Argentino. *XIV Congreso Colombiano de Geotecnia y IV Congreso Suramericano de Ingenieros Jóvenes*.
- Otalvaro, I. F., Villarraga, M. R., & Nanclares, F. J. (2008). Caracterización de la respuesta dinámica de sitio en el Gabro de Medellín. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, 7(13), 57-69.
- Pedro, G. (1961). An experimental study on the geochemical weathering of crystalline rocks by water. *Clay Miner. Bull*, 4(26), 266-281.
- Persons, B. S. (1970). *Laterite: Genesis, Location. Use*. New York.: Plenum Press .
- PI Ceramic. (2015, febrero 10). *Piezo ceramic*. Retrieved from <https://www.piceramic.com/en/>
- Pineda, J. A. (2011). *Influencia de la meteorización en el comportamiento mecánico y la rigidez a pequeñas deformaciones de un conjunto de suelos residuales derivados de una granodiorita*. Bogotá: Universidad Nacional de Colombia.
- Pineda-Jimenez, J. (2004). *Influencia de la succión sobre la resistencia al corte de un suelo compactado. Tesis para optar al título de Magister en ingeniería Geotecnia*. Bogotá: Universidad Nacional de Colombia .
- Rigo, M. L. (2005). *Mineralogía, intemperismo e comportamiento geotécnico de solos saprolíticos de rochas vulcánicas da Formação Serra Geral*. Porto Alegre: Universidad do Porto Alegre-Brasil.
- Rivas, D. (2010). *Influencia de la microestructura en el comportamiento dinámico de los suelos residuales de esquistos en Sabaneta. Tesis de maestría*. Medellín: Universidad Nacional de Colombia.
- Sanchez-Salineró, I., Roesset, J. M., Stokoe, I. I., & Kenneth, H. (1986). *Analytical studies of body wave propagation and attenuation*. Austin: University of Texas.
- Santamarina, J. C. (2005). Particle-level phenomena and macroscale soil behavior. *Deformation Characteristics of Geomaterials: Recent Investigations and Prospects*, 145.
- Sawangsurriya, A., Edil, T., & Bosscher, P. (2009). Modulus-suction-moisture relationship for compacted soils in postcompaction state. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 135(10), 1390-1403.

- Schneider, J. A., Hoyos, L., Mayne, P. W., Macari, E. J., & Rix, G. J. (1999). Field and laboratory measurements of dynamic shear modulus of Piedmont residual soils. . *Geotechnical Special Publication*, 12-25.
- Schultheiss, P. J. (1982). The influence of packing structures on seismic wave velocity. *Marine Geological Report*.
- SGC. (2012). *Cartografía geológica plancha 253 (guacamayas) bloque 9 – departamento* . Bogotá: Servicio Geológico Colombiano.
- Sharma, S. S., & Fahey, M. (2003). Degradation of stiffness of cemented calcareous soil in cyclic triaxial tests. . *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, 129(7), 619-629.
- Sherman, G. D. (1952). The genesis and morphology of the aluminarich laterite clays. *Clay and Laterite Genesis. Am. Inst. Min. Metall*, 154-161.
- Shibuya, S., Hwang, S. C., & Mitachi, T. (1998). Elastic shear modulus of soft clays from shear wave velocity measurement. . *Geotechnique* 47(3), 593-601.
- Shirley, D. J., & Anderson, A. L. (1975). In situ measurement of marine sediment acoustical properties during coring in deep water. . *IEEE Transactions on Geoscience Electronics*, 13(4), 163-169.
- Steiner & Martins, I. (2014, enero 26). *STEINER & MARTINS, INC.* Retrieved from STEINER & MARTINS, INC.: <https://www.steminc.com>
- Strakhov, N. M., & Fitzsimmons, J. P. (1967). *Principles of Lithogenesis*. London: Oliver and Boyd.
- Suwal, L. P., & Kuwano, R. (2009). Development of Disc Shaped Piezo-Ceramic Plate Transducer for Elastic Wave Measurements in Laboratory Soil Specimens. *SEISAN KENKYU*, 61(6), 1075-1080.
- Suwal, L. P., & Kuwano, R. (2010). Performance of plate transducer having different surface conditions on elastic wave measurement. *Bulletin of ERS*, No. 43.
- Suwal, L. P., & Kuwano, R. (2013). Disk shaped piezo-ceramic transducer for P and S wave measurement in a laboratory soil specimen. . *Soils and foundations*, 53(4), , 510-524.
- Terzagui, K. (1958). Design and performance of the Sasumua Dam. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 344-365.
- Thomann, T. G., & Hryciw, R. D. (1990). Laboratory measurement of small strain shear modulus under K 0 conditions. *Geotechnical Testing Journal*, 97-105.

- Townsend, F. C. (1970). *THE INFLUENCE OF SESQUIOXIDES ON SOME PHYSICO-CHEMICAL AND ENGINEERING PROPERTIES OF A LATERITIC SOIL*. Oklahoma: Oklahoma State University.
- Vanapalli, S., Fredlund, D., Pufahl, D., & Clifton, A. (1996). Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. *Canadian Geotechnical Journal*, 33(3), 379-392.
- Vanapalli, S., Sillers, W., & Fredlund, M. (1998). The meaning and relevance of residual state to unsaturated soils. *51 Canadian Geotechnical Conference*.
- Vargas, M. (. (1953). Some engineering properties of residual clay soils occurring in southern Brazil. . *International conference on soil mechanics and foundation engineering (vol. 3)*., 67-71.
- Vaughan, P. (1988). Keynote paper: Characterising the mechanical properties of in-situ residual soil. *Geomechanics in tropical soils. Proceedings of the second international conference on geomechanics in tropical soils*, 469-487.
- Vaughan, P. R., Maccarini, M., & Mokhtar, S. M. (1988). Indexing the engineering properties of residual soil. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 21(1), 69-84.
- Viggiani, G. (1992). *Small strain stiffness of fine grained soils. Doctoral dissertation*. London: City University London.
- Viggiani, G., & Atkinson, J. (1995). Interpretation of bender element tests. *Geotechnique*, 45(1), 149-154.
- Walton-Macaulay, C. (2015). *Prediction of strength and shear modulus of compacted clays within an unsaturated critical state framework. PhD thesis*. Kentucky: University of Kentucky.
- Watabe, Y., Leroueil, S., & Le Bihan, J. P. (2000). Influence of compaction conditions on pore-size distribution and saturated hydraulic conductivity of a glacial till. . *Canadian Geotechnical Journal*, 37(6)., 1184-1194.
- Wesley, L. (1974). Discussion of Wallace (1973). *Geotechnique*, 101-105.
- Wesley, L. D. (2010). *Geotechnical engineering in residual soils*. John Wiley & Sons.
- Yong, R., & Townsend, F. (1985). *Consolidation of soils: Testing and evaluation*. Ft. Lauderdale: ASTM Publication.